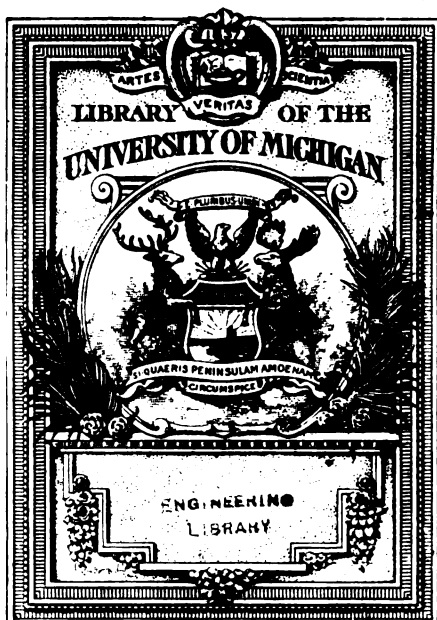
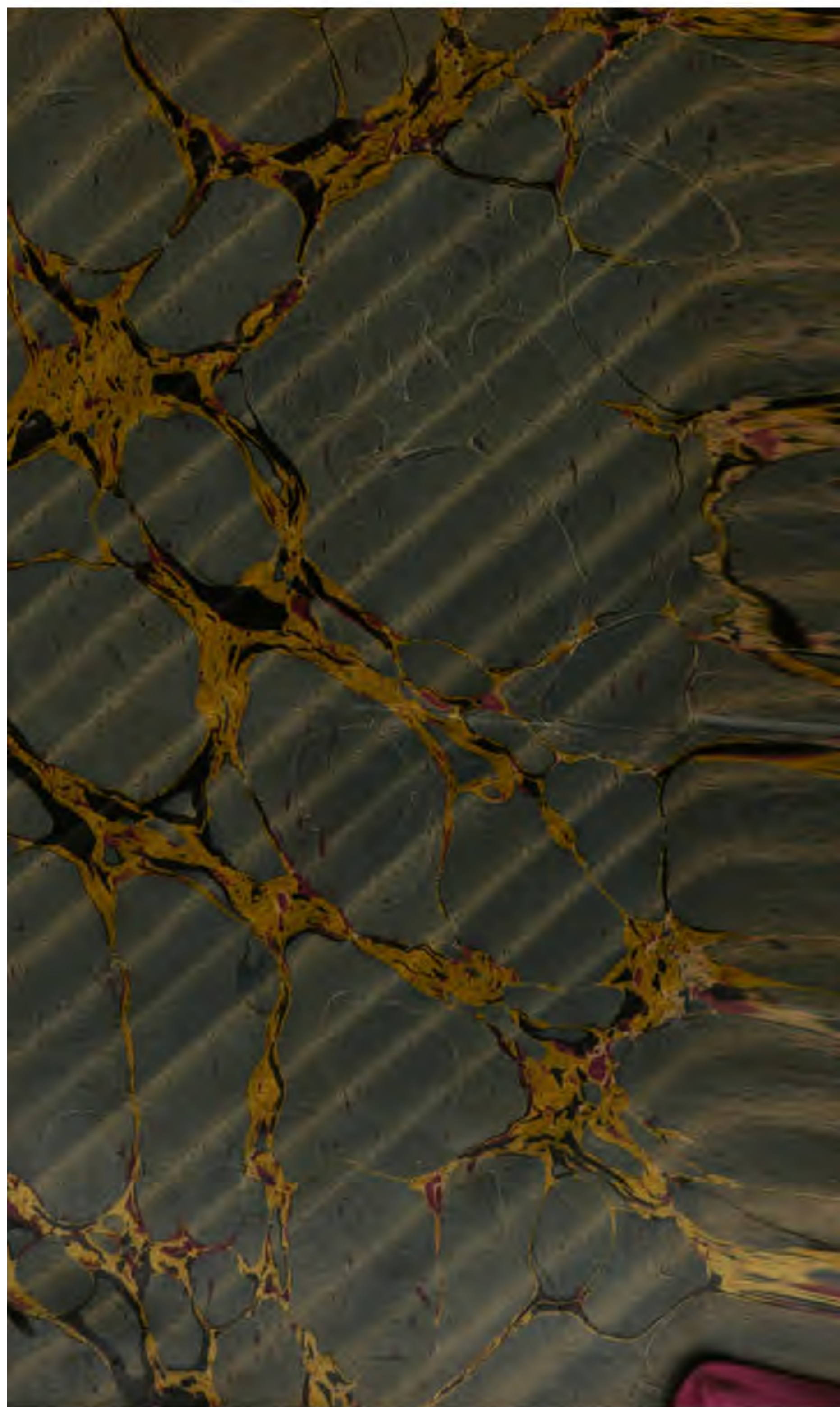


ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
E PLURIBUS UNUM
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
ENGINEERING
LIBRARY



ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

6e SÉRIE

TOME VI

1883

2e SEMESTRE

4535 — PARIS, IMPRIMERIE A. L. GUILLOT
7, rue des Canettes, 7

ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSÉES.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIF

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR

LOIS, DÉCRETS, ARRÊTÉS ET AUTRES ACTES

CONCERNANT

L'ADMINISTRATION DES PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

6e SÉRIE

TOME VI

1883

2e SEMESTRE

PARIS

DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES
DES MINES ET DES TÉLÉGRAPHES

Quai des Augustins, n° 49

ANNALES

DES

PONTS ET CHAUSSÉES

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIFS

A L'ART DES CONSTRUCTIONS

ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR.

N° 37

NOTE

CONCERNANT LE TYPE D'ÉCLUSE ADOPTÉ POUR LE CANAL DE L'ESCAUT A LA MEUSE,

Par M. QUINETTE DE ROCHEMONT,

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Sur les voies navigables les plus fréquentées et les mieux organisées de France, un bateau ne met pas moins de seize à vingt minutes pour traverser une écluse et, dans bien des circonstances, ce délai est dépassé.

Au moment où le Gouvernement se préoccupe de l'établissement de tout un réseau de voies navigables, il importe de se bien pénétrer de l'idée que ces voies ne rendront tous

les services que l'on est en droit d'en attendre que si elles sont exécutées d'une manière rationnelle. Ce n'est qu'en supprimant les chômages et en facilitant l'exploitation que l'on obtiendra, dans les transports par eau, une régularité et une rapidité suffisantes pour mettre les canaux à même de faire une concurrence sérieuse aux chemins de fer, et de contribuer au développement du commerce et de l'industrie.

La durée du sassement, indépendamment qu'elle limite la fréquentation du canal, est du temps perdu pour la navigation. Aussi, est-il nécessaire de la réduire autant que possible. On y parviendra en modifiant les formes adoptées pour les écluses. Celles-ci laissent trop souvent à désirer, les dimensions transversales sont insuffisantes, le bateau fait alors piston; le mode de remplissage et de vidange est également vicieux et les ventelles sont trop petites.

En disposant convenablement les ouvrages, on peut arriver à écluser rapidement. Sur la Weaver et le canal Érié, cette opération s'effectue en cinq minutes.

C'est pour atteindre un résultat analogue qu'a été projeté le type d'écluse récemment adopté pour le canal de l'*Escaut à la Meuse*.

Dispositions générales. — Le canal conserve sa largeur en plafond jusqu'à l'écluse, qui est placée contre la rive de halage.

Conformément aux prescriptions de la loi du 5 août 1879, la largeur du sas est de $5^{m},20$ et la longueur utile de $38^{m},50$; mais le tirant d'eau est porté à $2^{m},95$ sur le busc d'amont et à $2^{m},50$ sur celui d'aval. Le radier se raccorde avec le plafond du canal au moyen de talus de $0^{m},0375$ de pente par mètre. La hauteur de chute est de 4 mètres.

Des portes à un vantail sont substituées aux portes busquées (*). La vidange et le remplissage du sas s'effectuent

(*) L'emploi des portes d'écluse à un seul vantail sur les canaux français n'a encore été admis par l'Administration supérieure que pour le canal de l'Es-

au moyen d'aqueducs longitudinaux placés dans les bajoyers et fermés par des vannes cylindriques de grand diamètre.

Enfin, l'on proposait l'emploi de la force hydraulique pour la manœuvre des portes et des ventelles. Il n'avait pas paru utile d'y recourir pour la traction des bateaux, le halage à travers l'écluse devant s'effectuer par les mêmes procédés que sur le canal. Mais, avant d'admettre ce système d'une manière générale, M. le Ministre des Travaux Publics a prescrit d'effectuer un essai sur la première des écluses qui serait construite.

Abords de l'écluse. — Aux abords de l'écluse, le canal est d'ordinaire rétréci, de telle sorte que sa largeur en plafond se rapproche de celle du pertuis. Le bateau attendant son tour de passage est alors forcé de s'arrêter à une certaine distance de l'écluse, le plus souvent à 60 ou 70 mètres; il reste à cet endroit jusqu'à ce que le bateau sortant soit dégagé.

Avant d'entrer dans l'écluse, le bateau doit parcourir cette distance de 60 à 70 mètres dans un chenal dont la section se rétrécit de plus en plus. Cette réduction de la section occasionne un surcroît de résistance qui diminue la vitesse d'un dixième environ.

Pour faciliter l'entrée et la sortie, l'écluse est placée sur la rive où s'effectue le halage (Pl. 22. *fig.* 3). Il reste le long de l'autre berge un espace suffisant pour recevoir les bateaux qui attendent leur tour de passage. Cette disposition permet de soustraire ces bateaux à l'action des courants que la vidange et le remplissage déterminent dans le bief.

La position de l'écluse sur l'un des côtés du canal est particulièrement favorable pour effectuer le doublement du passage, si le développement du trafic rend ce travail utile.

---

caut à la Meuse, conformément à une délibération en date du 13 novembre 1882 du Conseil général des Ponts et Chaussées, dans laquelle le nouveau système de vantail unique n'a réuni qu'une faible majorité. (Note du secrétariat.)

Hauteur de chute. — La multiplicité des écluses est un obstacle sérieux pour la navigation ; elle entraîne des retards et des pertes de temps considérables et empêche de recourir à l'emploi de systèmes de halage perfectionnés. Aussi convient-il d'en diminuer le nombre en augmentant la chute.

Sur la plupart des canaux de France, les hauteurs de chute varient de 2 mètres à 2^m,70 ; elles atteignent rarement 3 mètres. Il y aurait tout avantage à dépasser cette limite lorsque les circonstances locales le permettent. On a admis, en principe, des chutes de 4 mètres. Cette hauteur n'a rien d'exagéré : on en trouve, dès à présent, un certain nombre d'exemples et on peut l'adopter dans bien des cas, au grand bénéfice de la navigation. Tout au plus pourrait-on lui reprocher d'augmenter les pertes d'eau, mais cet inconvénient disparaît avec les portes à un seul vantail.

La réduction du nombre des écluses par l'augmentation de hauteur de chute de chacune d'elles, accroît, dans de notables proportions, la longueur des biefs. Elle diminue, d'autre part, les frais de construction. L'économie dans les dépenses est de 11 p. 100, si l'on emploie des chutes de 4 mètres au lieu de 2^m,50.

Approfondissement du sas. — Le bateau, en pénétrant dans l'écluse, refoule l'eau qui ne peut s'échapper que par l'espace libre compris entre la carène et l'écluse. Cette eau oppose une résistance d'autant plus forte que la différence des sections est moindre. On avait pensé remédier à cet inconvénient au moyen d'aqueducs, appelés larrrons, par lesquels s'échapperait l'eau. Mais, en fait, ces larrons ne remplissent que très imparfaitement leur destination, alors même qu'ils ont de grandes sections.

Les conduits de refoulement n'ayant pas réussi, il n'y a qu'un moyen véritablement efficace de faciliter l'entrée et la sortie des bateaux : il consiste à augmenter la section intérieure de l'écluse en l'élargissant ou en l'approfondissant.

L'élargissement donne lieu à une plus grande consommation d'eau. En outre, on peut craindre que les mariniers n'en profitent pour augmenter la largeur de leurs bateaux ; s'il en était ainsi, comme tout permet de le supposer, la situation actuelle ne tarderait pas à se représenter pour le passage aux écluses et, de plus, le canal, avec une largeur de 11 mètres en plafond, pourrait se trouver trop étroit pour permettre le croisement facile des bateaux ainsi élargis.

On a alors préféré descendre le radier ; l'approfondissement sur le busc d'aval est de $0^m,50$, mais sur le busc amont, on a conservé la hauteur de $2^m,95$, afin de diminuer la hauteur du mur de chute.

Le bateau, pour se mouvoir dans un canal de section S avec une vitesse V, exige un effort E donné par la relation

$$E = KSV^2$$

K étant un coefficient que l'on peut estimer à 22 pour les péniches naviguant sur les canaux du Nord.

Lorsque le bateau pénètre dans l'écluse, l'eau s'écoule autour de la carène avec une vitesse U, le frottement par unité de surface est $1\,000\ \beta U^2$ (De Lagrené, tome III, pages 138 et 139).

Le bateau avançant d'une quantité x, le frottement est $1\,000\ \beta U^2 p\, x$, p étant le périmètre mouillé, périmètre qui comprend celui de l'écluse et celui du bateau. Pour un nouvel avancement dx, le travail élémentaire est $1\,000\,\beta\, U^2\, px\, dx$; le travail total pour la longueur L, dont le bateau doit pénétrer dans l'écluse, est alors $\int_0^L 1\,000\ \beta\ U^2\, p\, x\, dx$ $= 1\,000\,\beta\, U^2 p\, \frac{L^2}{2}$.

L'effort pour haler le bateau est donc :

$$(a)\ E = KSV^2 + 1000\ \beta\ U^2 p\, \frac{L^2}{2}.$$

Désignant par T le temps que le bateau met pour entrer et s la section d'écoulement de l'eau comprise entre les parois de l'écluse et celles du bateau, on a les deux relations :

$$L = VT \text{ et } VS = Us,$$

d'où :

$$V = \frac{L}{T} \text{ et } U = \frac{VS}{s}$$

substituant à U sa valeur dans l'équation (a), on obtient, après avoir mis V en facteur commun :

$$(b)\ E = V^2\left(KS + 1000\ \beta \frac{S^2}{s^2} p \frac{L^2}{2}\right)$$

ou

$$E = \frac{L^2}{T^2}\left(KS + 1000\ \beta \frac{S^2}{s^2} p \frac{L^2}{2}\right)$$

d'où l'on tire :

$$(c)\ T = \sqrt{\frac{L^2}{E}\left(KS + 1000\ \beta \frac{S^2}{s^2} p \frac{L^2}{2}\right)}$$

Cette formule fournit des résultats qui concordent bien avec les expériences. En effet, elle donne pour la durée de l'entrée des bateaux à l'écluse de Saint-Quentin $2^m,2^s$ et l'observation directe $2^m,1^s$.

L'entrée ou la sortie des bateaux dans l'écluse type proposée, calculée au moyen de la formule précédente, devra s'effectuer par l'aval en $2^m,7^s$ et par l'amont en $1^m,37^s$.

Vidange et remplissage du sas. — La vidange et le remplissage du sas s'effectuent d'ordinaire avec une certaine lenteur. Les vannes et aqueducs sont souvent insuffisants et, lorsqu'ils sont un peu grands, on n'ose, dans la crainte d'avaries, les ouvrir complètement au début de l'opération. L'eau, en effet, n'entre que par l'une des extrémités de l'écluse et ne peut, sans difficulté, gagner l'autre bout du sas. Il se produit alors un courant longitudinal qui fait aller

le bateau de l'avant et de l'arrière et qui risque de le jeter sur les portes ou sur le mur de chute.

Pour empêcher cet accident de se produire, on embraque, ou on file les amarres au fur et à mesure que le bateau monte ou descend. De plus, lorsque la chute est un peu forte, il y a à craindre que l'eau provenant du bief d'amont ne tombe sur l'avant du bateau montant; on n'ouvre alors que partiellement les ventelles, jusqu'au moment où le pont atteint un niveau supérieur à celui de ces orifices. Parfois même on les masque au moyen d'écrans.

L'introduction de l'eau par un aqueduc débouchant à travers le mur de chute donne encore lieu à plusieurs de ces objections.

Tous ces inconvénients sont évités par l'emploi d'aqueducs longitudinaux établis dans les bajoyers et débouchant en divers points du sas. Ces aqueducs (Pl. 22. *fig.* 4) vont du bief d'amont au bief d'aval et communiquent avec le sas en quatre points. Deux vannes, placées à chacune des extrémités, suffisent pour permettre ou arrêter l'écoulement de l'eau par tous les orifices situés d'un même côté de l'écluse.

Il ne se produit pas alors de courants dans le sas, le bateau n'est soumis à aucune action dans le sens longitudinal; il est seulement animé d'un mouvement vertical ascendant ou descendant assez lent, quelle que soit la rapidité du remplissage ou de la vidange.

Les aqueducs débouchent dans le sas par des orifices de $0^m,80$ de largeur sur $0^m,70$ de hauteur, de sorte que la tranche d'eau qui s'écoule passe toujours au-dessous du fond du bateau, sans jamais frapper les parois verticales.

Pour tirer tout le parti convenable de ce système, l'ouverture et la fermeture des aqueducs, dont la section est de $1^m,75$, doivent se faire rapidement. On obtient ce résultat d'une manière satisfaisante en employant des vannes cylindriques.

Ces vannes se composent d'un tube en tôle dépassant à la partie supérieure le niveau de l'eau dans le bief d'amont et se mouvant verticalement dans un puits dans lequel débouche la conduite d'amenée des eaux (Pl. 22.. *fig.* 9). Munies à leur partie inférieure d'un rebord en fonte, elles reposent sur une bande en caoutchouc et entourent un orifice circulaire de $1^m,55$ de diamètre, orifice qui communique avec l'aval. Il suffit alors de soulever le tube d'une faible hauteur pour donner l'écoulement à un grand volume d'eau.

Avec ce système, il n'y a presque pas de frottement, et la force nécessaire pour lever les vannes peut être réduite par l'adjonction de contre-poids qui l'équilibrent. On conserve toutefois à la vanne un excès de poids d'environ 300 kilogrammes pour assurer le contact hermétique et pour lui permettre de descendre seule quand elle est abandonnée à elle-même.

Les vannes employées ont $1^m,65$ de diamètre, elles sont formées de tôles de $0^m,005$ d'épaisseur, renforcées par des fers à T; elles sont guidées dans leur mouvement vertical, qui n'est que de $0^m,365$, par une tige placée au centre, laquelle traverse un collier fixe.

Avec les dimensions indiquées, la vidange et le remplissage s'effectueront en un temps très court qui peut être calculé au moyen de la formule :

$$T = 2\frac{\Omega}{\omega}\sqrt{\frac{clH}{r}}.$$

Ω étant la section horizontale du sas,
ω — de l'un des aqueducs,
l — la longueur des aqueducs,
r — le rayon moyen de la section des aqueducs,
H — la hauteur de chute de l'écluse,
c — un coefficient égal à $0^m,001$.

La durée de l'opération sera de $2^m,2^s$; elle sera moins longue qu'aux écluses de Saint-Quentin et du Moulin-Brûlé, qui n'ont cependant que $2^m,57$ et $2^m,17$ de chute. Avec les systèmes en usage, le remplissage ou la vidange ne demanderait pas moins de 5 à 6 minutes.

L'ascension ou la descente du bateau s'effectuera cependant avec assez de lenteur pour que l'on n'ait à redouter aucun accident. La vitesse moyenne ne sera que de $0^m,033$ à la seconde, et elle tombera à $0^m,015$ pendant les 30 dernières secondes, alors que la dénivellation sera inférieure à $0^m,50$.

On restera d'ailleurs toujours libre d'augmenter la durée du remplissage ou de la vidange et de diminuer, par suite, la vitesse verticale du bateau en n'ouvrant que partiellement les vannes.

L'établissement des aqueducs longitudinaux dans les bajoyers n'augmente pas la largeur qu'il est nécessaire de leur donner pour une hauteur de $7^m,20$.

Portes à un vantail. — Le vantail unique est de manœuvre plus facile que les portes busquées, il ne présente pas les mêmes causes de fatigue et de destruction; en outre, il laisse perdre moins d'eau.

Un seul homme est affecté à chacune des écluses de navigation; l'une des portes est alors manœuvrée par un auxiliaire, généralement le conducteur des chevaux de halage, quelquefois l'un des mariniers. Cette pratique est vicieuse; elle fait intervenir un étranger qui souvent agit brutalement et, presque toujours, ne prend pas les précautions suffisantes. La maladresse ou le défaut d'entente avec l'éclusier occasionnent de nombreuses pertes de temps et soumettent les portes à des efforts qui leur sont préjudiciables.

Les deux vantaux doivent être fermés simultanément, de manière à arriver ensemble à leur place, autrement, l'un d'eux dépasse la position qu'il devrait occuper, tandis

que l'autre reste en arrière. Lorsqu'ils sont en charge, tous deux se tordent et fatiguent; ces torsions successives et cette fatigue répétée finissent par entraîner une déformation permanente, une usure rapide et des pertes d'eau qui vont croissant.

Les portes busquées ne réclament pas seulement de grands soins pour la manœuvre journalière, elles exigent une exactitude rigoureuse dans la construction et la pose, exactitude qui leur fait souvent défaut dans la pratique. Si la longueur est un peu grande, les vantaux s'arc-boutent l'un sur l'autre et ne portent plus sur le busc. Si, au contraire, ils sont trop courts, ils ne se joignent pas dans le bas et ils se déforment de manière que les poteaux arrivent à se toucher par le haut.

Le remplacement ou la réparation d'une des portes busquées est alors une opération délicate, qui entraîne parfois l'assèchement de l'écluse et la prise d'un gabarit.

La porte à un seul vantail n'a pas ces inconvénients. Elle n'est soumise à aucune réaction horizontale et, par suite, elle n'a pas besoin de s'appuyer sur les chardonnets; il suffit qu'elle soit maintenue par la crapaudine et le collier. Le pertuis est fermé dans d'aussi bonnes conditions, que la longueur soit un peu grande ou un peu faible. Le remplacement d'une porte s'effectue en quelques heures et sans entraîner de chômage; la circulation est à peine interrompue pendant quelques instants.

Enfin, les filtrations sont atténuées dans une notable proportion, la charpente étant directement appliquée par la pression de l'eau contre le cadre plan formé par le busc et les deux feuillures verticales. Cette plus grande étanchéité facilite l'entrée des bateaux par l'aval et réduit la durée du passage, en diminuant le courant dans l'écluse. En outre, on reste maître de l'alimentation, que l'on règle suivant les besoins du service, sans avoir à redouter d'augmenter la consommation d'eau en pure perte.

Le vantail unique se manœuvre sans que l'éclusier ait à combiner ses mouvements avec ceux d'un autre ouvrier ; il en résulte une certaine facilité de travail. Ses dimensions sont analogues ou même inférieures à celles de l'un des vantaux des portes busquées des écluses établies sur la Saône, la Meuse belge, etc., ainsi que le fait voir le tableau suivant :

ÉCLUSE.	VANTAIL.	
	LARGEUR.	SURFACE immergée.
	m.	m.
Escaut à la Meuse, porte amont.	5, 80	17, 15
— — — aval. .	5, 80	15, 43
Saône.	8, 70	17, 40
Meuse belge.	6, 78	16, 95
Érié.	6, 70	18, 56
Haute-Seine.	6, 83	21, 86
Ablon.	6, 50	13, 99

Dans le type admis pour le canal de l'Escaut à la Meuse, la largeur du vantail unique est moindre que celle des autres portes citées, bien que la surface immergée soit à peu près la même : les conditions sont donc plutôt favorables. L'ouverture et la fermeture du vantail unique pourront alors facilement s'effectuer au moyen d'un arc denté et d'un treuil semblables à ceux en usage sur les voies navigables qui viennent d'être indiquées.

Le vantail unique offre une surface bien moindre que les portes busquées, et sa construction est relativement légère. Les entretoises ne résistent qu'à la charge correspondant à la hauteur d'eau retenue, tandis que dans les portes busquées, par suite de leur réaction mutuelle, les entretoises sont soumises à un effort de moitié plus considérable. Le vantail unique est alors notablement plus économique de construction, mais il a le désavantage de nécessiter l'allongement de l'écluse de près de six mètres.

L'augmentation de dépense, lors de la construction, est de 1 000 francs par écluse; mais on réalise, par contre, une économie de 2 300 francs à chaque remplacement successif des portes. On peut donc admettre que l'adoption du vantail unique n'entraîne, en réalité, aucun supplément de dépense.

L'emploi de deux vantaux pour la fermeture des écluses avait principalement pour but de réduire les dimensions des charpentes et, par suite, d'en faciliter l'établissement. Mais, en présence des progrès survenus dans l'art des constructions, on n'est plus tenu d'être dorénavant aussi réservé à cet égard qu'on l'était autrefois.

Dès à présent, on trouve des portes à un vantail sur les canaux du Berry et de l'Ourcq (pertuis de $2^{m},70$ et de 3 mètres), à l'écluse située sur l'Aa, près de Saint-Omer (pertuis de 4 mètres) et sur le canal Érié (pertuis de $5^{m},80$). Enfin, les avantages que présente cette disposition l'ont fait récemment adopter dans le service des ports maritimes de la Seine-Inférieure pour des portes de 16 mètres de largeur.

Les portes sont en fer galvanisé, afin d'éviter la rouille. Le système de construction est le même que celui des portes du canal Saint-Maurice. Les vannes, toutefois, ont été supprimées, toutes les manœuvres d'eau devant s'effectuer par les aqueducs longitudinaux.

Appareils hydrauliques. — Les appareils hydrauliques sont l'utile complément du type d'écluse, mais ils ne sont pas une conséquence nécessaire ni même directe des dispositions admises, notamment de l'adoption des portes à un seul vantail. Ces appareils facilitent la tâche de l'éclusier, économisent ses forces en réduisant à presque rien le travail manuel; ils lui permettent de mieux voir et de surveiller plus complètement ce qui se passe dans l'écluse et aux abords, et ils lui donnent plus de temps pour s'occuper de la besogne administrative et statistique qui lui incombe. Ils suppriment l'intervention d'aides-éclusiers, toujours nécessaires sur les voies navigables très-fréquentées.

Moteur. Accumulateur. — Dans le projet approuvé par l'Administration, l'accumulateur servait lui-même de moteur; à cet effet, la bâche qui surmontait le piston et comprimait l'eau dans le cylindre était chargée avec de l'eau prise dans le bief d'amont quand elle était au haut de sa course, et vidée lorsqu'elle arrivait en bas. La remontée s'effectuait sous l'action de contre-poids qui soulevaient la bâche et le piston plongeur. Pendant ce temps, de l'eau provenant d'un réservoir pénétrait dans la presse.

L'introduction et la vidange de l'eau se faisaient automatiquement au moyen de soupapes. L'appareil se chargeait et se déchargeait de lui-même, sans l'intervention de qui que ce soit et sans entraîner de dépense. Il était toujours prêt à fonctionner, sauf pendant les quelques instants durant lesquels s'effectuaient la remontée de la bâche et son remplissage.

Cette disposition est celle que M. Clark a proposée pour l'accumulateur de l'ascenseur des Fontinettes. M. l'Ingénieur en chef Flamant a pensé à la compléter en ayant deux accumulateurs semblables, de telle sorte que chacun d'eux entrât en action aussitôt que l'autre arrivait au bas de sa course. Pour atteindre ce résultat, il suffisait que la bâche montante, tout en recevant immédiatement après son ascension la plus grande partie de sa charge, n'achevât de se remplir que pendant les premiers moments de la descente.

Une double soupape, fort ingénieusement établie et dont le détail avait été combiné par la compagnie de Fives-Lille, n'introduisait d'abord dans la bâche de l'accumulateur arrivant au haut de sa course que la charge correspondant à une pression de 17 kilogrammes. Le complément nécessaire pour porter la pression à 18 kilogrammes n'arrivait que dans les premiers moments de la descente de cette bâche, alors que l'autre, étant au bas de sa course, achevait de se vider et commençait à remonter.

On disposait ainsi d'une action continue en maintenant

au haut de sa course l'appareil ne transmettant que 17 kilogrammes, jusqu'au moment où l'accumulateur en service, arrivé en bas et en vidange, ne transmettait plus qu'une pression moindre. La pression sur les pistons était alors variable de 17 à 18 kilogrammes.

Le mécanisme comprenait un certain nombre de soupapes, et le réglage de quelques-unes d'entre elles ne laissait pas que d'être assez délicat. Aussi, au moment d'arrêter définitivement les dispositions des appareils hydrauliques à employer pour les essais autorisés par l'Administration, a-t-il paru nécessaire d'étudier à nouveau le moteur à adopter. La comparaison faite entre divers systèmes a montré qu'il serait préférable de recourir à l'emploi de pompes foulantes à simple effet, actionnées par une turbine verticale et comprimant de l'eau dans un accumulateur ordinaire.

Ce moteur est plus simple d'installation, plus sûr de fonctionnement et moins cher d'établissement que celui qui avait été admis d'abord; c'est celui qui est proposé d'une manière définitive. Les appareils de manœuvre des portes et des vannes, au contraire, restent tels qu'ils ont été précédemment établis.

Manœuvre des portes. — L'appareil pour la manœuvre des portes se compose d'un cylindre oscillant à double effet. L'attache de la tige du piston sur la porte est disposée de manière à servir d'appui à l'extrémité de ladite tige et à permettre de régler la hauteur de celle-ci, dans le cas où la porte viendrait à prendre du nez.

Le point d'attache de la tige décrit un arc de cercle de $1^{m},200$ de rayon. Mais, comme le piston agit dans le sens de la corde de l'arc, la longueur du bras de levier se trouve réduite au départ et à la fin de la course à $0^{m},847$.

Pour déterminer les dimensions du cylindre, on a supposé que l'ouverture de la porte exigerait un effort de 200 kilogrammes, appliqué en son milieu. L'effort maximum

serait alors de 680 kilogrammes quand la longueur du bras de levier serait réduite à $0^{m},847$.

L'eau sous pression agit d'une manière continue dans la partie annulaire comprise entre la tête du piston et la paroi du cylindre; elle tend à ramener la porte dans son enclave. Pour donner au vantail le mouvement alternatif de va-et-vient, on introduit l'eau comprimée sous la tête du piston ou on la fait évacuer. Par suite, lorsque la porte est fermée et qu'elle se trouve chargée, on peut retirer la pression sous le piston; la porte s'ouvrira d'elle-même dès que les eaux se nivelleront de l'amont à l'aval. Toute perte de temps sera ainsi évitée pour la mise en chambre qui s'effectuera en vingt-deux secondes. Le volume d'eau dépensé par course du piston sera de $6^{l},49$.

Manœuvre des vannes. — L'appareil qui sert à manœuvrer les vannes est à simple effet; il se compose d'une petite presse hydraulique et de deux poulies montées sur un arbre. En un point de l'une de ces poulies est fixée l'extrémité d'une chaîne de galle dont l'autre bout est maillé sur la tête de la tige du piston. La seconde poulie supporte une chaîne soutenant d'un côté la vanne et de l'autre le contre-poids qui l'équilibre en partie.

Lorsque l'eau sous pression est introduite dans le cylindre, le piston se meut en tirant la chaîne de galle, l'arbre tourne en entraînant la seconde poulie, de telle sorte que la vanne est soulevée. Quand, au contraire, la pression cesse d'agir et que le cylindre est mis en communication avec les conduits de retour, l'excès de poids de la vanne sur celui du contre-poids suffit pour la faire retomber sur son siège, en ramenant en arrière le piston de la presse hydraulique.

L'effort à développer pour le soulèvement de la vanne est de 300 kilogrammes; l'effort sur le piston est porté à 545 kilogrammes à cause du rapport des diamètres des deux poulies de l'appareil de manœuvre.

Le volume d'eau dépensé pour lever chacune des vannes sera de $1^l,29$, soit de $2^l,58$, pour les deux vannes devant fonctionner ensemble.

Afin de rendre absolument simultanés les mouvements des deux vannes situées à l'aval ou à l'amont de l'écluse, l'introduction et l'évacuation de l'eau sous pression se font par l'intermédiaire d'un seul et même appareil de distribution.

Dispositions particulières. Tuyauterie. — Tous les appareils sont établis dans des chambres, de telle sorte qu'ils ne font aucune saillie au-dessus du niveau des dallages et des terre-pleins, du moment que l'on a enlevé les leviers et clefs de manœuvre des organes de distribution. Ils sont placés sur le bajoyer qui n'est pas utilisé pour le halage; de cette façon la circulation se trouve dégagée de tout obstacle.

Quantité d'eau consommée par éclusée. — Le volume d'eau consommée par une éclusée simple ne sera que de. . . . . $16^l,56$

savoir :

Pour la fermeture des portes.	6,49
Pour le remplissage ou la vidange du sas (levée des deux vannes).	2,58
Et l'ouverture des portes.	6,49

Durée du sassement. — Avec les dispositions projetées, le passage d'un bateau à travers l'écluse ne paraît pas devoir durer au delà de. . . . . $9^m,30^s$

savoir :

Pour l'approche du bateau.	1,30
l'entrée du bateau.	2, 7
la fermeture des portes.	0,22
le remplissage ou la vidange du sas.	2, 2
l'ouverture des portes.	0,22
la sortie du bateau.	1,37
l'éloignement du bateau.	1,30

Le sassement s'effectuera donc deux fois plus rapidement que dans les écluses du type ordinaire; par suite, la capacité de fréquentation du canal sera doublée.

Mais les bateaux ne gagneront pas seulement les dix minutes dont la durée de l'éclusée sera réduite; avec le peu de temps que prendra dorénavant cette opération, ils ne seront plus exposés à attendre aussi longtemps leur tour de passage, et ils pourront presque toujours pénétrer dans l'écluse dès le moment de leur arrivée. Sur les canaux très fréquentés, l'économie de temps qui résultera de ce fait ne sera pas moindre que celle due à la rapidité du sassement.

Le type admis aura donc pour effet d'économiser vingt minutes environ à chaque bateau par traversée d'écluse.

Dépenses. — Les frais de construction s'estiment ainsi:

Écluse.	93 051 fr.
Portes.	10 289
Épuisements, somme à valoir.	11 960
La dépense totale est de.	115 300 fr.
Une écluse de même chute, établie dans les conditions ordinaires, coûterait.	105 000
La différence est de.	103 00 fr.

Les diverses causes d'augmentation sont les suivantes

Élargissement du canal aux abords de l'écluse.	3 800 fr.
Portes à un vantail.	1 000
Aqueducs de remplissage et de vidange.	5 500
Total égal.	10 300 fr.

L'adoption des appareils hydrauliques entraînerait, en outre, une dépense de 14 700 francs. L'annuité correspondant à cette somme est de 882 francs, si l'on compte l'intérêt et l'amortissement à 6 p. 100; elle est inférieure au montant des salaires des aides-éclusiers, que l'on ne

saurait éviter de prendre sur une voie navigable aussi fréquentée que le sera le canal de l'Escaut à la Meuse.

Le surcroît de dépenses qu'entraînera l'adoption du type, y compris l'emploi de l'eau sous pression pour la manœuvre des portes et des vannes, est donc de 25 000 francs. Il se justifie bien au point de vue économique, car il est moindre que le bénéfice que la navigation retirera des dispositions adoptées.

En effet, chacun des 5 300 bateaux que l'on estime devoir traverser annuellement le canal gagnera vingt minutes à chaque passage d'écluse. Le gain total par écluse sera alors de 1 767 heures, ou de 1 458 francs, en estimant la dépense journalière d'un bateau à $8^{f},25$, chiffre bien certainement au-dessous de la réalité. Or, 1 458 francs représentent l'intérêt, à $5^{f},83$ p. 100, d'une somme de 25 000 francs. Il convient de faire remarquer que le bénéfice pour la navigation sera d'autant plus grand que le développement de la navigation deviendra plus considérable.

Résumé. — Le type d'écluse admis pour le canal de l'Escaut à la Meuse et complété par l'emploi des appareils hydrauliques pour la manœuvre des portes et des vannes, permettra donc de réduire de moitié la durée du sassement.

La capacité de fréquentation du canal sera doublée; d'autre part, les bateaux perdront moins de temps à attendre leur tour de passage. Les transports gagneront alors en régularité et en vitesse.

(N° 38)

NOTICE

SUR

LA CONSTRUCTION DES PONTS EN PERSE

Par M. DIEULAFOY, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Il n'est pas probable que les Persans aux époques où ils élevaient leurs monuments les plus remarquables aient été capables d'analyser scientifiquement les effets de la poussée des voûtes ou de se rendre compte par des épures de la répartition des forces dans une construction, ils acquirent néanmoins par une longue pratique aidée d'un instinct judicieux une telle habileté dans l'art de voûter les édifices qu'il y a lieu de soumettre à un examen sérieux les méthodes de construction propres à l'Iran. Je vais à cet effet décrire avec détail deux ponts relevés au cours de ma mission, dont les arches peuvent être présentées comme les types de toutes les voûtes en berceau, et je donnerai ensuite quelques renseignements sur les grands ouvrages d'art construits en Perse depuis la conquête musulmane. Mais avant de commencer cette étude, je dois faire connaître la constitution géologique du sol et les conditions spéciales dans lesquelles se sont trouvé placés les constructeurs par suite du manque absolu de bois de charpente.

La Perse est traversée du nord au sud par deux hautes chaînes de montagnes, l'Indo-Kouch et les monts Zagros.

Toutes les vallées comprise entre ces deux soulèvements ont été comblées antérieurement à l'époque quaternaire, de telle sorte que le sol de l'Iran est composé de vastes plateaux dont l'altitude moyenne dépasse 1 500 mètres et de montagnes noyées dans des alluvions au-dessus desquels elles s'élèvent brusquement comme un rocher émerge au-dessus des eaux. Aussi dans toute la Perse passe-t-on sans transition de plaines immenses s'étendant jusqu'au désert, au cœur de montagnes arides composées de sommets et de crêtes décharnées impropres à retenir les terres et ne portant naturellement aucune trace de végétation.

Quelle que soit l'abondance des pluies et des neiges tombées pendant l'hiver, l'eau s'écoule sans rencontrer d'obstacles sur les flancs escarpés des montagnes, et s'infiltre entre le sol et les rochers pour aller se perdre dans de profondes vallées souterraines.

On conçoit d'après cet exposé combien sont rares les eaux superficielles et combien il doit être difficile de faire prospérer des arbres dans une contrée naturellement sèche, brûlée par le soleil, où l'humidité de la terre n'est entretenue ni par les pluies d'été ou de printemps, ni même par les rosées.

Les Persans contraints a défaut de rivières, d'aller chercher dans les réservoirs souterrains les eaux nécessaires à la culture et à l'alimentation publique, les amenèrent à la surface du sol au moyen de galeries à faible pente longues souvent de plusieurs myriamètres. Malheureusement les eaux fournies par les *Kanots* (tel est le nom persan de ces aqueducs) sont peu abondantes et réservées pour les céréales, le tabac ou le coton.

Dans les jardins et seulement autour des centres d'habitation elles sont utilisées à la culture des légumes et des arbres fruitiers.

En arrivant en Perse, les premiers Aryens furent donc forcés pour recouvrir leurs demeures d'avoir recours aux

matériaux de terre, les seuls qu'ils pussent se procurer, dans un pays où le bois de construction et les plantes ligneuses elles-mêmes leur faisaient absolument défaut. Ils durent apprendre aussi à se passer de cintres et s'ingénièrent par conséquent à construire des habitations closes et voûtées sans le secours de soutiens définitifs ou provisoires.

Ce problème paraît avoir été résolu dès une haute antiquité sous les formes les plus ingénieuses et les plus diverses. C'est ainsi que sous le règne de Darius ou des princes Achéménides, ses successeurs, les Iraniens, j'en rapporte les preuves, élevaient des coupoles sur pendentifs ayant près de quinze mètres de diamètre et trente mètres de hauteur, connaissaient la voûte en berceau et construisaient des édifices voûtés ayant les plus grandes analogies avec les nefs gothiques du XII[e] siècle. Ces édifices étaient barbares d'aspect, mais contenaient le principe de tous les tracés de voûtes utilisées par les constructeurs bysantins et musulmans.

Il n'est pas besoin de faire remarquer que par suite du défaut de cintres, les Perses ne purent faire entrer la pierre dans le corps des voûtes. Aussi quoiqu'il existe sur toute l'étendue du royaume de superbes carrières de matériaux calcaires et de marbres, tous les monuments anciens, sauf les palais de Persépolis, sont-ils exécutés en briques carrées ou très exceptionnellement en dalles plates et minces taillées en forme de briques.

La seule distinction que l'on puisse établir entre les matériaux de construction provient de leur volume. Les plus anciennes briques retrouvées dans les antiques constructions de la Chaldée ont parfois de $0^{m},40$ à $0^{m},50$ de côté et jusqu'a $0^{m},12$ d'épaisseur. A Babylone sous le règne de Nabuchodonosor, à Suse sous le règne de Xerxès leurs dimensions atteignent encore $0^{m},34$ sur $0^{m},07$. Dans les édifices construits du premier au sixième siècle de notre

ère on emploie des briques dont le côté mesure $0^m,30$ et l'épaisseur $0^m,06$. Après l'invasion musulmane et lorsque les architectes pirent l'habitude de faire entrer ces matériaux dans la composition de mosaïques très délicates, leurs dimensions s'abaissèrent à $0^m,175$ sur $0^m,03$; mais à dater de cette époque leur volume s'accrut de nouveau. Aujourd'hui les briques fabriquées à Téhéran et Ispahan ont en moyenne $0^m,25$ de côté et $0^m,048$ d'épaisseur. Les règles que je viens de donner ne sont pas invariables et il ne faudrait pas espérer apprécier au double décimètre l'âge d'un monument; dans les maçonneries des grands ouvrages d'art, notamment, les briques employées ont toujours été plus volumineuses que celles utilisées dans la construction des palais ou des édifices religieux.

PONT-ROUGE (*Krast-Nemoust*). (Pl. 18, *fig.* 1, 2, 3, 4). — Le plus ancien des deux ponts que je vais décrire est aussi le premier que l'on rencontre en se rendant en Perse par la route de Tiflis à Tauris. Il est situé dans les provinces annexées à la Russie à la suite du traité de Turkmantchaï, on le désigne en Russie sous le nom de Krast-Nemoust (Pont-Rouge).

Ce pont, si on s'en rapporte à la forme des arches et à certains détails de construction, doit avoir été bâti au milieu du XIe siècle. Depuis cette époque il a été souvent restauré, cependant la tête amont exposée au sud-ouest a peu souffert et paraît avoir conservé son aspect primitif. C'est celle qui est représentée sur les planches jointes à cette note (Pl. 18, *fig.* 1).

Le Pont-Rouge se compose de quatre arches ogivales dissemblables. La plus grande a $29^m,80$ d'ouverture. La longueur totale de l'ouvrage est de $82^m,60$, sa largeur entre les têtes de $6^m,94$. Sauf les avant-becs construits en pierre, il est entièrement bâti en briques.

La courbe d'intrados de la grande arche est formée de deux arcs de cercle dont les centres sont situés au-dessous

de la ligne des naissances et à une distance de cette ligne égale au tiers de la montée de la voûte (Pl. 18, *fig.* 4). Si l'on divise hypothétiquement l'ouverture de l'ogive en 12 parties égales c'est de la 7ᵉ et de la 9ᵉ division comme centres que les arcs de cercle sont décrits. Les autres arches sont tracées plus simplement, les courbes de tête affectent la forme de l'ogive en tiers-point si usitée en France au XIIᵉ siècle et à la même époque employée en Perse toutes les fois que la hauteur de la chaussée en permet l'usage. Dans le cas contraire elle est remplacée par des courbes brisées dont les centres se rapprochent jusqu'à atteindre une distance égale au sixième de l'ouverture totale. On ne retrouve dans aucun monument d'ogives plus surbaissées que cette dernière ou de plein cintre, les constructeurs aimant mieux utiliser un segment de l'ogive que d'avoir recours à une courbe dont la brisure au sommet n'eut pas été franchement accusée.

En examinant l'élévation et la coupe longitudinale (Pl. 18, *fig.* 1 et 4), on remarque tout d'abord dans la voûte deux parties bien distinctes. A la base, les briques sont posées en liaison et les joints se prolongent dans le massif des piles ou des culées. Au sommet la voûte paraît au contraire composée de quatre rouleaux bien distincts les uns des autres. La séparation des deux maçonneries se fait en un point qui divise la courbe d'intrados en deux parties égales et correspond à peu près au joint de rupture.

Dans le massif intérieur de la voûte, la disposition des maçonneries change de nouveau : ainsi qu'on peut le constater sur la coupe longitudinale, les briques composant les deux rouleaux intérieurs ne se présentent pas de champ comme sur les têtes, mais sont vues à plat. Les joints dans tous les cas, ne sont pas tracés, comme nous avons l'habitude de le faire, normalement à la courbe d'intrados. Les centres des ogives sont relevés sur la ligne

des naissances et deviennent des foyers vers lesquels convergent les directions de toutes les joints.

L'intérieur du pont est évidé au moyen de trois galeries (Pl. 18, *fig.* 2) longitudinales. Les voutains sont en plein cintre et contruits en briques maçonnées à plat dans des plans perpendiculaires aux axes.

Des dispositions qui viennent d'être décrites, les unes ont un caractère général, les autres au contraire résultent de la nature des matériaux et des conditions de leur emploi. C'est ainsi que la distinction faite entre les maçonneries placées au-dessus ou au-dessous du joint de rupture est indépendante de la forme de l'arche et du mode de construction, tandis que la position toute spéciale donnée aux briques des rouleaux inférieurs est une conséquence nécessaire de la suppression des cintres; dans tous les cas, les dispositions adoptées, on peut s'en convaincre facilement, sont essentiellement rationnelles.

Dans un arc maçonné, il existe au point de vue de l'action des forces deux parties bien distinctes. Du sommet à un point des reins variant suivant la forme de la voûte, les claveaux poussent au vide et ne se tiennent en équilibre que grâce à la résistance des appuis. De ce même point aux naissances, les maçonneries contribuent par leur poids à consolider les culées. Il était donc logique de rendre solidaires toutes les maçonneries concourant à la stabilité de la voûte et de tâcher de régulariser la répartition des poussées dans les parties supérieures des voûtes en les composant de rouleaux de briques indépendants les uns des autres.

Bien avant les Musulmans, les Sassanides, leurs maîtres dans l'art de bâtir, avaient établi dans la maçonnerie des arcs voûtés les mêmes distinctions. On voit par exemple dans le Tag Eïvan que j'ai découvert en Susiane, dans le Tag Khesra (Pl. 18, *fig.* 4), construits tous deux dans les premiers siècles de notre ère, des berceaux affectant en

coupe la forme d'une ellipse dont le grand axe serait vertical, montés par assises horizontales jusqu'à un point correspondant à la moitié du grand axe de l'ellipse tandis que de ce point au sommet les matériaux sont disposés suivant des rouleaux concentriques à la courbe d'intrados et les joints suivant les normales à la douelle.

Il est intéressant de retrouver dans la construction de ces monuments une application fort ancienne de la théorie des encorbellements et des tas de charge dont les architectes occidentaux firent au moyen âge un si fréquent usage.

Au VIII[e] siècle les Iraniens ayant substitué à l'ellipse les arcs brisés plus faciles à tracer et plus avantageux à beaucoup d'autres point de vue que les courbes continues surhaussées, renoncèrent, en adoptant des arcs dont la courbure aux naissances était prononcée, à construire en encorbellement les parties inférieures des voûtes, mais ils conservèrent longtemps l'habitude de faire converger vers des centres fictifs placés au-dessus des centres géométriques les joints des voussoirs, ainsi qu'on peut le constater en examinant les arches du Pont-Rouge, et de comprendre dans un même massif les maçonneries, les culées et les naissances des voûtes.

Ce dernier mode de procéder est pratique et il y aurait peut-être avantage à l'adopter : dans quelques cas il conviendrait même de revenir franchement au principe sassanide en indiquant même sur les têtes la séparation des maçonneries susceptibles d'être invariablement liées aux maçonneries des tympans et les maçonneries de toutes les parties de l'arc qui poussent au vide ; il suffirait à cet effet de remonter les sommiers au-dessous du joint de rupture et dans le cas où l'arc de tête serait couronnée d'une archivolte de la retourner horizontalement à son intersection avec la normale à l'intrados au joint de rupture. J'ai étudié dans ce sens, depuis mon retour de Perse, une arche de 55 mètres d'ouverture à jeter sur l'Agout au pas-

sage de la ligne de Montauban à Castres, et l'effet obtenu en élévation a été satisfaisant. Je conviens que tenter une première épreuve sur un pont de grande ouverture serait trop hardi, mais il me semble que l'accord de la théorie et de la pratique puisée dans l'étude d'anciens monuments est trop absolue pour qu'il n'y ait pas intérêt à faire quelques expériences sur des arches moins importantes toutefois que celle de l'Agout.

Je me suis prononcé sans hésitation sur le mérite de la méthode de construction qui vient d'être décrite, et qui consiste à lier au moyen de crocette ou de joints courbes les naissances des arches aux culées ; on ne peut être aussi affirmatif quand il s'agit de discuter les avantages ou les inconvénients que présente la construction des voûtes par rouleaux indépendants.

Dans tous les ponts construits en France depuis de longues années, les Ingénieurs s'efforcent d'établir une liaison intime entre tous les voussoirs et quelques-uns même dans l'expérience et la science desquels on peut avoir toute confiance, recommandent de tourner les voûtes sur toute leur épaisseur en exécutant cette partie du travail aussi rapidement que l'organisation du chantier le permet.

D'un autre côté, il est certain que les immenses salles voûtées exécutées en briques, par couches ou rouleaux distincts, par les Achéménides et les Sassanides telles que celles des palais de Firouzabad et du Tag Khesra (Pl. 19. *fig.* 4) ont résisté depuis de longs siècles aux atteintes du temps et aux tremblements de terre, et que les arches du Pont-Rouge et du pont de la Fille, bien que n'ayant jamais été entretenues, ne présentent aucune lézarde apparente. On peut aussi invoquer à l'appui de cette manière de procéder l'exemple des voûtes des bâtiments rustiques de la Perse exécutés en briques de terre crue. Ces voûtes ont parfois de 8 à 10 mètres de portée, sont surchargées d'un remblai de terre de $0^m,50$ à $0^m,80$ d'épaisseur et cependant ne

fléchissent en aucun point. Faute d'entretien leur existence est de courte durée, mais quand elles périssent on peut s'assurer qu'elles ne sont pas renversées mais se fondent ou s'émiettent suivant la saison.

La théorie dans une certaine mesure explique les résultats que je viens de citer. Quand on cherche à se rendre compte de la répartition des pressions dans la section transversale d'une voûte épaisse, on est toujours frappé de l'inégalité des efforts supportés suivant les normales à la douelle. Dans le voisinage des arêtes, certains voussoirs supportent par exemple une pression de 25 à 30 kilogrammes par centimètre carré à l'intrados alors que, sur le même joint, les mortiers de l'extrados travailleraient s'ils le pouvaient à l'extension. Il en serait tout autrement si la pression à la clef pouvait être également divisée entre un certain nombre d'anneaux superposés mais distincts. Les efforts transmis en chaque point s'écarteraient peu de la moyenne et l'on constituerait ainsi une voûte légère et résistante, exerçant sur les culées une pression d'autant moindre qu'elle serait moins massive.

Malheureusement nous ignorons comment se répartiraient entre tous les anneaux les pressions dues aux charges mortes et vives supportées par le pont. Les exemples que j'ai cités tendent bien à prouver que cette distribution s'établirait régulièrement, mais ils ne sont pas assez nombreux et n'ont pas subi la sanction d'une longue pratique pour être concluants. Toutefois deux ponts dont l'un en arc de cercle projetés dans ces conditions par M. l'Ingénieur Pugens sur le chemin de fer de Toulouse à Auch, se sont parfaitement comporté soit au décintrement, soit depuis l'ouverture de la ligne (*).

(*) Ces deux ouvrages sont le pont de la tranchée de Saint-Jean, passage supérieur de $18^m,712$ d'ouverture et $4^m,33$ de flèche dont la voûte en arc de cercle se compose deux rouleaux de brique de $0^m,40$ chacun, maçonnés avec de la chaux de Saint-Astier. Le deuxième est un pont sur la Gimone de 33 mètres d'ouverture. La voûte est en anse de panier, elle est maçonnée avec du mortier de ciment.

Les Persans en construisant leurs voûtes par anneaux concentriques, n'avaient pas eu seulement en vue de résoudre une question d'équilibre statique, ils voulaient aussi diminuer les frais de cintrages. M. l'Ingénieur en chef Choisy a le premier appelé l'attention des Ingénieurs sur les procédés employés par les Byzantins pour voûter sans l'aide de supports provisoires les salles de leurs édifices, et il a donné à ce sujet des explications trop précises pour qu'il soit nécessaire d'en fournir de nouvelles, mais il est néanmoins intéressant de comparer aux monuments décrits par M. Choisy les ponts construits dans le pays même où les Byzantins vinrent puiser, sans doute, les secrets de leur art monumental.

Si l'on s'en rapporte aux renseignements fournis par l'étude du Krast-Nemoust et par l'examen des procédés de construction actuellement en usage, on peut reconstituer les phases que traversaient les grandes arches pendant leur exécution.

Jusqu'au point où cessent les maçonneries liées à celles de la culée et où commencent les rouleaux des arcs indépendants, il était inutile de se servir de cintres, mais à partir de ce point, faute d'un premier appui, il eût été impossible de pousser plus avant la construction.

On disposait donc sur une largeur de 1 mètre environ une sorte de charpente composée de bois noueux non équarris liés avec des cordes, et on jetait péniblement sur cet échafaudage, en n'utilisant comme ouvriers que des enfants, un premier arc maçonné : dès que ce premier support avait acquis une résistance suffisante pour porter de nouvelles maçonneries on exécutait le second anneau. De nos jours, quand les ouvriers ont mené à bien ce travail ils adressent à Dieu une prière de remercîment, estimant avec juste raison que toutes les difficultés sont vaincues. Maçons et manœuvres s'élancent alors sur la partie de voûte déjà exécutée et l'élargissent rapidement en juxtaposant aux maçon-

neries clavées des épaisseurs successives de briques posées à plat parallèlement aux plans des têtes. Ils procèdent ainsi de proche en proche et terminent la seconde tête au moyen du cintre déjà utilisé pour tourner le premier anneau : dans ce cas, ils travaillent en se tenant constamment sur la partie de l'arche terminée. Si par malheur la charpente vient à se rompre la vie des maçons n'est plus compromise.

Au-dessus de cette première voûte, qui constitue un véritable cintre permanent, les Persans tournent autant d'anneaux qu'ils le jugent nécessaire pour donner à l'ouvrage une solidité suffisante, mais alors au lieu de disposer les briques parallèlement aux têtes ils les maçonnent dans des plans perpendiculaires à cette dernière direction. L'habitude ou plutôt le besoin de construire en briques un cintrage préalable est tellement entré dans les habitudes que dans certaines contrées on a construit des ponts en pierre dont les voussoirs appareillés reposent sur un premier anneau de briques.

C'est à la nécessité de diminuer la force des cintres et la poussée sur les culées qu'il faut attribuer également la forme des courbes adoptées par les Persans depuis la plus haute antiquité.

L'ellipse abandonnée dès le VIII[e] siècle fut d'abord remplacée par l'ogive à deux centres et cette voussure elle-même par l'ogive à quatre centres dont l'usage devint général au XII[e] siècle. Il ne pouvait en être autrement, car cette courbe dont la hauteur égale le demi-diamètre jouit de toutes les propriétés de l'ogive et de quelques-uns des avantages du plein cintre. On peut d'ailleurs la surbaisser à volonté et j'ai trouvé par exemple à Sultanieh, dans le mausolée de Chah-Khoda-Bende construit en 1300, des voûtes dont les courbes d'intrados ont la plus curieuse analogie avec la voussure du pont de la Trinité à Florence. J'ai pu me procurer l'épure très simple de l'ogive persane et je la joins à titre de renseignement à cette notice.

Le traceur construit tout d'abord sur l'ouverture AB (Pl. 18, *fig.* 5), un rectangle tel que le petit côté AC égale $AD = \frac{AB}{2}$. Il divise AD en 4 parties égales. Du point G déterminé de telle sorte que $GD = AE = \frac{AD}{4}$ il décrit un arc de cercle et l'arrête à l'intersection de la perpendiculaire élevée sur AB par le point E. Il porte alors à partir du point D une longueur $DI = \frac{AD}{6}$, joint IC et prolonge cette ligne d'une longueur $IM = CI$. Du point M comme centre avec MH comme rayon il décrit à partir du point H un nouvel arc de cercle qu'il prolonge jusqu'en P. La courbe jarrette en H et passe au-dessus du point S milieu de la ligne CF, mais cette double erreur, comme j'ai pu m'en assurer par le calcul, est absolument insignifiante et négligeable.

DOKHTARÈ-POL (*pont de la Jeune-Fille.*) (Pl. 19, *fig.* 1, 2, 3). — Le pont connu sous le nom de Dokhtarè-pol (pont de la Jeune-Fille), est jeté sur le Kisilou-sou, le seul fleuve de la Perse septentrionale. Il se trouve sur la route suivie par les hordes Tartares qui dès, le XIe siècle, imposèrent leurs chefs au pays, et à cinq étapes de la ville de Tauris où les premiers Attabegs de l'Azerbeïjan fixèrent leur résidence. Cet ouvrage doit sans doute à cette circonstance d'avoir été étudié et construit avec un soin et un luxe contrastant avec la simplicité du Pont-Rouge.

Une grande arche ogivale de 23^m^,94 de portée flanquée symétriquement de deux arches latérales de 16^m^,93 d'ouverture, livrent passage aux eaux de la rivière fort profonde et infranchissable à gué pendant cinq mois de l'année. Les piles évidées sont protégées par deux avant-becs prismatiques exécutés comme tout l'ensemble de l'ouvrage en briques de petite dimension.

L'arche centrale est ornée sur la tête amont d'une

inscription haute de $0^m,52$ tracée en lettres d'or se détachant en relief sur des faïences de couleur bleu foncé. Cette brillante décoration s'harmonise merveilleusement avec la teinte des vieilles briques du pont et donne à tout l'ouvrage un caractère de grandeur que vient encore rehausser le fond de montagnes sauvages sur lequel il se détache. Ce pont est à tous les points de vue une œuvre superbe.

L'inscription de l'archivolte, si l'on juge au moins d'après les parties en bon état, est consacrée à la louange d'Allah; un second texte gravé sur une plaque de marbre et paraissant bien conservé est scellé au sommet de l'un des avant-becs. Il eût été intéressant d'en connaître le sens; malheureusement la rivière étant grosse, je n'ai pu m'approcher assez des berges pour le déchiffrer même à l'aide d'une bonne lorgnette.

Toutes les particularités que j'ai signalées en décrivant le Pont-Rouge se retrouvent très nettement accusées dans la construction du Dockhtarè-pol : je n'ai rien à ajouter à ce sujet, mais je dois appeler l'attention sur les combinaisons numériques qui relient entre elles les principales dimensions de l'ouvrage.

La hauteur de tous les arcs, par exemple, est égale à la moitié de leur ouverture (Pl. 1, *fig.* 19). La séparation des maçonneries des reins et du sommet s'établit à l'intersection de la douelle et d'un plan horizontal divisant la flèche en deux parties égales; l'épaisseur des piles est égale au demi-diamètre de l'arche centrale, la demi-ouverture des arches latérales est à la largeur des piles dans le rapport de 1 à $\sqrt{2}$, c'est-à-dire dans le rapport du côté à la diagonale du carré. La longueur du pont atteint cinq fois l'ouverture de la grande arche, sa largeur aux naissances est égale au douzième de cette dernière dimension, les pyramidons surmontant les avant et les arrière-becs se projettent verticalement suivant un triangle équilatéral et la hauteur de

la base sur laquelle ils reposent est exactement égale à une fois et demie sa largeur. Ce mode de régler les dimensions des édifices usité en Perse au temps des Achéménides a été invariablement suivi jusqu'au milieu du XVIIIe siècle. On peut même avec une certaine pratique reconstituer un monument entier au moyen d'une seule mesure. J'ai quelquefois tenté cette expérience, elle m'a toujours réussi.

Ainsi donc les Iraniens comme les Grecs et les maîtres des œuvres du moyen âge avait admis la nécessité de ne jamais abandonner aux hasards de l'inspiration l'étude d'un édifice. Les Grecs déterminaient toutes les dimensions du temple en fonction du diamètre moyen de la colonne dont ils utilisaient de préférence les multiples impairs : les Persans voulaient que chacune des parties constitutives du monument rappelât la portée des voûtes destinées à les couvrir et faisaient entrer l'ouverture des arcs ou des coupoles dans des combinaisons géométriques très simples donnant tous les éléments de l'édifice. A part ces distinctions on retrouve dans l'architecture des habitants de l'Hellade et de l'Iran le même esprit harmonique. C'est un fait des plus intéressants à constater.

Il est d'autant plus remarquable de voir appliquer ces règles de proportion au Dokhtarè-pol que les Persans, ne sachant et ne pouvant pas d'ailleurs construire de batardeaux, ne sont pas libres de disposer à leur gré les plans et les élévations des ponts à plusieurs arches. Aussi forcés le plus souvent de profiter pour élever les piles des affleurements de rocher, leurs ingénieurs sont-ils contraints de donner aux arches des dimensions inégales et parfois même de les disposer suivant des alignements brisées. Voir pont de Tauris (Pl. 20, *fig.* 3 et 4).

Aucun de ces défauts ne saurait être reproché au pont de la Jeune-Fille : le plan est des plus réguliers et les abords mêmes ont été raccordés avec la route de la manière la lus heureuse (Pl 19, *fig.* 2). Mais de toutes les dispositions

adoptées dans cet ouvrage, la plus ingénieuse et la plus logique est celle qui a été imaginée pour supporter les voûtes d'évidement.

Il est excellent en théorie et souvent indispensable en pratique de décharger les voûtes et de remplacer dans les grandes arches par des maçonneries légères les remblais qui surchargent inutilement le sommet et les reins. Malheureusement quand on adopte des voûtes d'élégissement perpendiculaires aux têtes, la courbe des pressions subit au-dessous de chacun des supports des inflexions vicieuses et tend à se transformer à partir du joint de rupture en une ligne droite qu'il est fort difficile de maintenir dan les limites de l'extrados. Dans le cas contraire, c'est-à-dire lorsque les axes des voûtes d'élégissement sont dirigés parallèlement à l'axe de la chaussée, le tracé de la courbe des pressions ne présente aucune anomalie, mais sous l'influence des charges permanentes et des surcharges accidentelles il se produit entre les différentes tranches de l'arche, suivant qu'elles sont situées sous ou entre les murs supportant les voutains, des différences de pressions qui forcent pour ne pas compromettre la solidité de l'ouvrage à augmenter démesurément l'épaisseur des voûtes. L'excellente qualité des matériaux et des mortiers employés depuis quelques années corrige en partie les défauts inhérents à ces deux modes de construction, néanmoins beaucoup d'ingénieurs emploient les remblais de préférences aux voûtes d'élégissement.

Afin d'éviter les inconvénients qui viennent d'être signalés le constructeur du Dokhtarè-pol (Pl. 20, *fig.* 3) a donné la préférence aux voûtes longitudinales, mais au lieu de les faire porter directement sur l'extrados de l'arche, il les a appuyé sur une nervure voûtée formant une sorte d'arc doubleau supérieur ayant pour fonction de proportionner la résistance aux efforts supportés en chaque point de la voûte, et de soumettre par conséquent tous les matériaux

à des pressions à peu près uniformes : les maçonneries sont réparties dans cet ouvrage comme la fonte ou le fer dans les constructions métalliques.

Grâce à ces dispositions, grâce aux arches de secours pratiquées dans les piles, le pont de la Jeune Fille est un des ouvrages les plus légers et les plus solides que l'on puisse citer et cependant l'épaisseur exagérée des voûtes et des piles dénote à côté de conceptions logiques et hardies une grande timidité dans l'exécution.

La lecture des inscriptions ornant la tête amont du Dokhtarè-pol aurait fourni sur cet ouvrage des renseignements précieux. A défaut de ces documents, on peut déterminer son âge en comparant le pont à des monuments similaires.

La courbe centrale affecte la forme d'une ogive à deux centres les arches latérales sont tracées au contraire avec quatre centres suivant le procédé généralement adopté en Perse depuis le XIIIe siècle. Ce monument est donc une œuvre d'une période de transition antérieure à cette époque. Si l'on rapproche cette donnée architecturale des documents historiques fixant à l'année 1070 la conquête de la province de Van et de la Transcaucasie par le prince Seljoucide Alp-Arselan et le transfert à Tauris du quartier général des conquérants, on est autorisé à placer vers le milieu du XIIe siècle la date de la construction du Dokhtarè-pol.

Les descriptions du Pont-Rouge et du pont de la Jeune-Fille permettent d'apprécier l'esprit d'analyse et de méthode apporté par les Persans dans l'exécution des travaux d'utilité publique; on ne saurait préconiser de prime abord tous les procédés de construction en usage chez les Iraniens, mais à mon avis on pourrait dans bien des cas s'inspirer des ouvrages élevés en Perse soit dans les premiers siècles de notre ère soit au moyen âge.

C'est ainsi que l'emploi judicieux des arcs brisés, des

tas de charge, peuvent dans bien des cas rendre d'utiles services. Mais de toutes les dispositions la plus pratique est celles des voûtes d'évidement du Dokhtarè-pol. En faisant subir à cet ouvrage des transformations très simples, il pourrait devenir un excellent type de pont de chemin de fer : il suffirait de faire supporter chaque rail par une nervure spéciale dont les dimensions devraient être calculées de manière à ce qu'elle résiste à la majeure partie des pressions développées par le passage des trains. La voûte continue ne jouerait plus alors comme dans le monument persan que le rôle d'un cintre permanent destiné à relier entre elles toutes les maçonneries de l'arche.

De nombreux obstacles théoriques et pratiques s'opposent malheureusement dans la pratique journalière à l'adoption de types comportant l'emploi de voûtes d'évidement : quelques-uns ont déjà été signalés, il en est d'autres encore. On peut constater par exemple que les économies résultant de leur emploi sont le plus souvent compensées et au delà par les frais de main-d'œuvre et de cintrages supplémentaires. On n'aurait plus à se préoccuper de cette source de dépense et des difficultés inhérentes à ce mode de construction si les voûtes d'élégissement étaient disposées suivant l'axe de la chaussée et si les voutains étaient construits par tranches verticales et sans cintres. Car la maçonnerie restant brute et cachée pourrait effectivement être payée au prix de la maçonnerie ordinaire de brique. Quant à la stabilité des voutains tournés au moyen de briques posées parallèlement aux plans des têtes, elle ne me paraît pas devoir inspirer d'inquiétudes. Il suffit pour se convaincre de leur solidité d'examiner la voûte en berceau du Tag-Kœsra, les grandes arches du Pont-Rouge et du pont de la Jeune-Fille. Néanmoins, comme on objecterait avec raison que les ouvrages dont il vient d'être fait mention n'ont pas été soumis à l'épreuve de lourdes charges roulantes, il serait utile avant d'avoir recours à ce mode particulier de con-

struction de tenter quelques expériences directes. En cas de succès on pourrait tourner sans hésitation des berceaux ou des arches suivant le système usité en Perse toutes les fois que l'achat des cintres grèverait d'une somme élevée le prix de revient des maçonneries ou lorsqu'ils emcombreraient les chantiers par leur volume.

Je range dans cette catégorie d'ouvrages les ponts jetés sur les gorges profondes et les revêtements des tunnels.

Dans la première hypothèse il suffirait pour appuyer l'arc de tête de lancer comme premier soutien une travée métallique ou une ferme retroussée convenablement contreventée, dans le second on pourrait faire l'économie de quelques pièces de bois et on débarrasserait en même temps les galeries toujours trop étroites des charpentes qui les rétrécissent sans profit.

Dans les cas où l'on projetterait suivant le système persan un pont dont le débouché ne commanderait pas la forme, il y aurait même lieu de se demander si pour profiter de tous les avantages de ce mode de construction il n'y aurait même pas lieu de substituer l'ogive aux courbes continues.

Les voûtes appareillées en arc brisé jouissent au double point de vue de la poussée sur les culées et de la charge sur les cintres de propriétés si remarquables qu'elles doivent être préférées à toutes autres dans la construction des édifices voûtés ou des arches de ponts sur lesquels ne circulent que des véhicules légèrement chargés, mais en principe, elles doivent au contraire être exclues de tous les ouvrages destinés à porter de lourdes voitures et à plus forte raison des trains de chemins de fer.

On sait que par leur nature les courbes brisées transmettent imparfaitement d'un arc à l'autre les pressions développées sur les reins et tendent à s'ouvrir au sommet sous l'influence de la composante verticale de la pression en ce point sans qu'aucune force autre que la

charge sur les claveaux et l'adhérence des mortiers puisse s'opposer à ce mouvement. Si l'équilibre statique en vue duquel une voûte en ogive a été construite vient à être rompu, l'arc se trouve dans les conditions les plus défavorables pour résister aux forces nouvelles qui le sollicitent et peut même s'effondrer.

En outre du Dokhtarè-pol et du Krast-Nemoust, on trouve en Perse un grand nombre d'ouvrages d'art, fort intéressants. Après ce qui vient d'être dit sur le Pont-Rouge et le pont de la Jeune-Fille il me paraît inutile de les décrire en détail, je me contenterai de les citer et de signaler les particularités qui les distinguent les uns des autres.

Je suivrai à cet effet l'ordre dans lequel je les ai rencontrés pendant mon voyage.

Pont d'Erivan (Pl. 20, *fig.* 1 et 2). — Cet ouvrage est construit dans une vaste plaine qui s'étend jusqu'au pied de l'Ararat. Le pays est fertile, bien arrosé, aussi peut-on aisément se procurer du bois de construction. C'est à ce fait sans doute qu'il faut attribuer la nature insolite des matériaux employés dans les voûtes. Les arches au nombre de deux sont appareillées en pierre de taille. Elles ont 14 mètres et 14^{m},10 d'ouverture; leur forme est ogivale; leurs têtes sont couronnées d'une double archivolte. La pierre de taille a été également employée à la base des piles et des culées. Les tympans sont construits en maçonnerie mixte composée de lits de moellons et d'assises de briques.

La longueur totale du pont est de 87^{m},50.

La largeur entre les parapets est de 6^{m},47.

La forme des arches tend à faire supposer que le pont d'Erivan est une œuvre des premières années du XIIe siècle. Il a été entièrement restauré par les Russes il y a cinquante ans environ.

Tauris (Pl. 20, *fig.* 3 et 4). — Le pont de Tauris a été construit par Chah Abbas le Grand en 1610. Cet ouvrage

a 157^{m},60 de longueur sur 4^{m},62 de largeur entre les parapets. Il est composé de 18 arches dont les ouvertures varient de 4^{m},95 à 8^{m},76. Le tracé en plan n'est pas rectiligne mais présente de nombreuses sinuosités. Les piles à leur base sont bâties avec des pierres tumulaires provenant des cimetières de Tauris.

A partir de Tauris, la route, comme toutes celles de l'Orient, se réduit à un sentier à peine praticable pour les mulets : on rencontre cependant une série d'aqueducs et de petits ponts souvent renversés, quelquefois debout ; cette voie de communication comme l'attestent ces ruines a été autrefois très fréquentée.

MIANEH (Pl. 20, *fig.* 5, 6 et 7). — En sortant de Mianeh on traverse avant de franchir le col du Caflankou une large rivière sur un beau pont long de 197^{m},80. Son origine est malheureusement aujourd'hui au milieu même du courant. Les arches au nombre de vingt-trois ont 6^{m},30 d'ouverture. Le pont a été terminé par les premiers princes Séfévis (1580). Toutes les dispositions de cet ouvrage ont été étudiées avec soin. Il est dommage que les piles soient trop épaisses. Les voûtes d'évidement ont leur axe perpendiculaire aux têtes. Ce fait est exceptionnel.

PONT DE LA JEUNE-FILLE. — A la descente du Caflankou on trouve un fleuve rapide et profond le Kisilou-sou ou Cefid rond. On le franchit sur le pont de la Jeune-Fille déjà décrit.

CAZBIN. — Cazbin possède de nombreux réservoirs d'eau nommés en persan *Ab ambar* (*). Quelques-uns de ces ouvrages peuvent contenir plus de 6 000 mètres cubes d'eau : ils sont bien conçus, bien exécutés et leur façade extérieure est souvent décorée avec luxe, ils sont établis sur plan carré et couverts au moyen de coupoles fort épaisses posées sur pendentifs : elles émergent seules au-dessus du sol. L'eau se trouve ainsi emmagasinée dans une profonde cave

(*) *Ab* eau, *ambar* magasin.

où elle conserve, même au cœur de l'été, une grande fraîcheur. On va la prendre à des robinets disposés au fond du réservoir à 15 ou 20 mètres au-dessous du sol.

BARRAGE DE SAVEH. — Cette massive construction haute de 20 mètres, longue de 80 et large à la base de 48 réunit deux montagnes séparées dans les temps préhistoriques. Au fond de la gorge coule le Kara-sou dont on devait emmagasiner les eaux pendant l'hiver. En arrière de ce défilé et du barrage on aperçoit les traces d'un vaste lac aujourd'hui desséché, que Chah Abbas eut le projet de rétablir. Le barrage fut fondé en partie sur le roc en place et en partie sur les énormes roches qui encombraient la rivière. Dès que les eaux eurent atteint en amont une surélévation suffisante, elles filtrèrent à travers les graviers et les rochers qui composaient le sol de fondation et finirent par se creuser un passage. Toutes les tentatives faites depuis ce jour pour réparer cet ouvrage ont été et devaient être sans résultat. Les ingénieurs se sont efforcés de fermer la baie en jetant dans la rivière, soit de nouveaux blocs de rochers, soit des blocs factices qui ont tous été entraînés par les eaux. Il est nécessaire pour réparer la digue de mettre à nu le rocher en place et d'encastrer dans un sol inafouillable les fondations nouvelles de l'ouvrage. C'est dans ce sens qu'est conçu le projet qui m'a été demandé par le Roi.

KOUM. — Les arbres toujours extrêmement rares en Perse ne se rencontrent plus au sud de Koum. Aussi de tout temps les habitants de ces contrées se sont-ils ingéniés à recouvrir au moyen de voûtes les habitations les plus humbles comme les plus riches. Les voûtes sont exécutées en briques crues maçonnées avec du mortier de terre.

Les combinaisons imaginées par les Persans soit pour rendre ces voûtes légères, soit surtout pour les construire sans l'aide de cintres qu'ils n'auraient pu se procurer, soit pour combattre les poussées, sont aussi ingénieuses que

pratiques et donnent au plus modeste caravansérail une apparence monumentale.

Les Persans donnent à ces voûtes des portées considérables; il en est qui ont près de 10 mètres d'ouverture. Elles sont protégées à l'extérieur par une espèce de chape en mortier de terre et paille; dans les pays pluvieux cette chape est elle-même recouverte d'un carrelage en briques cuites.

J'ai fait une étude spéciale de ces procédés de construction qu'il y aurait peut-être grand avantage à appliquer en France partout où la terre se prête à la confection des briques. On bâtirait ainsi fort économiquement d'excellentes salles d'hopitaux, chaudes en hiver, fraîches en été et aérées en toutes saisons. On les renverseraient sans regret et on les reconstruiraient à peu de frais avec des matériaux neufs. C'est ce qui se fait tous les jours en Perse, on laboure les maisons abandonnées et des quartiers nouveaux s'élèvent sur des champs naguère en culture.

PONTS D'ISPAHAN (Pl. 21, *fig.* 1, 2, 3, 4, 5). — La création du faubourg de Djulfa força Chah Abbas à réunir cette nouvelle ville à Ispahan au moyen de ponts qui permissent en toute saison de franchir le fleuve guéable seulement la moitié de l'année. Un de ses généraux, Allah-Verdi-Khan, exécuta à ses frais un de ces ouvrages qui fait honneur aux ingénieurs chargés de diriger les travaux et à la générosité du fondateur. Ce pont, en y comprenant la tête fortifiée, a $297^m,76$ de longueur et $13^m,75$ de largeur: il est composé de 33 arches semblables, de $5^m,57$ d'ouverture et de 3 arches de secours. Les piles construites sur un radier général sont toutes évidées dans le sens longitudinal de de telle sorte que les arches reposent chacune sur quatre piliers (Pl. 21 *fig.* 1 et 5). Il existe à Sainte-Maxence un pont construit par Perronet dans les mêmes conditions. Cette disposition a certainement été adoptée en Perse pour diminuer les frais de cintrages.

La chaussée du pont ne repose pas comme on pourrait le supposer sur des voûtes d'arêtes, mais sur des coupoles très plates raccordées avec les piliers au moyen de pendentifs (Pl. 21 *fig.* 1 et 5). Le parapet est remplacé par deux galeries hautes de $4^{m},19$ (Pl. 21, *fig.* 3) à l'abri desquelles on peut en été circuler à l'ombre et au sec en hiver. A chaque tête du pont on a construit des pavillons permettant aux voyageurs de se reposer et où s'abritent des cafetiers, des marchands de fruits et de légumes. Cet ouvrage a été terminé en 1618.

Il existe à Ispahan trois autres ponts : l'un deux situé à l'amont du pont Allah-Verdi-Khan ne présente rien de remarquable, il a été construit sous le règne de Chah Abbas; les deux derniers sont situés à l'aval de la ville. Le premier est utilisé comme aqueduc; le dernier est destiné à mettre en communication les quartiers musulmans de la rive gauche et de la rive droite et à former barrage. Il a été copié sur le pont d'Allah-Verdi-Khan dont il reproduit les principales dispositions. Sa longueur atteint $126^{m},50$ et sa largeur $11^{m},70$. Les tympans des arches et des arcatures de la balustrade sont ornés de mosaïques de faïence; toute la construction d'ailleurs est traitée avec le plus grand luxe.

Arc de Kesroes (Pl. 19, *fig.* 4). — Cet immense édifice que j'ai cité en décrivant le Krast-Nemoust est construit en briques cuites de fortes dimensions. Il est essentiellement composé d'une façade longue de $91^{m},12$, haute de $35^{m},20$ formant un écran. Au milieu s'ouvre une salle voûtée large de $25^{m},86$, qui occupe presque toute la hauteur du monument. La voûte est de forme elliptique à grand axe vertical, sa montée est à son ouverture dans le rapport de 3 à 4. Cette construction dont la date remonte aux premiers siècles de notre ère est des plus intéressantes en ce qu'elle reproduit un des types des plus anciens monuments de la Perse. Depuis les naissances jusqu'au joint de rupture, la voûte est effectivement montée par assises horizontales et de ce

point au sommet, composée d'anneaux indépendants tournés en briques dont les faces sont posées parallèlement au plan des têtes pour le premier anneaux et perpendiculairement à ce même plan pour les autres anneaux.

Bien que l'arc de Kesroës ait été ébranlé par des tremblements de terre et exploité longtemps comme carrière de briques il est encore en bon état.

Disfoul (Pl. 21 *fig.* 6 et 7). — Le seul monument intéressant à visiter à Disfoul est le pont jeté sur la rivière qui longe la ville. Cet ouvrage bâti au IVe siècle suivant les traditions locales par un prince Sassanide, Adéchir Ier, a dû subir plusieurs réparations. J'ai trouvé les traces de six réfections générales exécutées du IXe au XVe siècle ; à part trois, toutes les piles ont été respectées. Le pont a 380 mètres de longueur, primitivement sa largeur entre les parapets était de 7^m,65 ; la voie a été depuis réduite à 5^m,73. Les arches ont 7^m,05 d'ouverture, les piles 9^m,05 d'épaisseur. Elles sont fondées sur un massif de béton et construites à la manière romaine en cailloux roulés revêtus d'une enveloppe en pierre de taille ; à l'amont elles sont défendues par un avant-bec de forme triangulaire. Les arches ont peu de portée, aussi le pont est-il lourd d'aspect bien que les tympans soient élégis par des évidements transversaux. La section des arches les plus anciennes est à peu près elliptique ; celle qui ont été construites plus tard sont ogivales ; les plus récentes affectent la forme de l'ogive persane à quatre centres. Les Seljoucides qui employaient habituellement l'arc persan paraissent être les derniers constructeurs qui aient usé de l'ogive. Les arcs elliptiques seraient encore plus anciens que ces derniers qui doivent remonter au temps d'Haroun-al-Raschid ou de ses premiers successeurs.

Chouster. — Le pont de Chouster construit par Chapour au Ve siècle a 515^m,60 de long ; il forme barrage. Quarante et une arches de portées inégales livrent

passage aux eaux du Karoun. La chaussée a 5 mètres de largeur moyenne; son niveau est à 9^{m}, 50 au-dessus de la crête du déversoir. Les fondations et les piles sont anciennes (Ve siècle) et construites en moellons et en pierre de taille comme celles du pont de Disfoul. Les voûtes se sont écroulées et portent les traces de nombreuses restaurations.

Il reste encore à Chouster de nombreuses constructions Sassanides. On peut citer un barrage jeté sur un bras du fleuve (cet ouvrage a 60 mètres de long et 25 mètres de hauteur et ne paraît avoir subi que des restaurations insignifiantes); les ruines d'un troisième barrage et derrière les fortifications musulmanes une porte de la citadelle de Chapour (Pl. 18. *fig.* 6 et 7), parfaitement conservée ainsi que les naissances d'un pont jeté sur le fossé au droit de l'entrée. La porte a 3^{m}, 40 (*) d'ouverture et présente comme les piles des ponts de Disfoul et de Chouster cet aspect particulier aux constructions civiles et militaires laissées par les Romains dans les pays soumis à leur puissance. La maçonnerie est en moellons bruts liés par un excellent mortier; les parements sont en pierre de taille. L'arceau plein-cintre qui termine la porte est formé de seize claveaux régulièrement appareillés ce que n'ont jamais su ou voulu faire les constructeurs de l'Orient. Quand aux naissances du pont que l'on remarque au bas de la porte, elles ne sont pas assez bien conservées pour déterminer la forme de l'arche.

Enfin j'ai relevé à 200 kilomètres à l'aval de Chouster un dernier ouvrage Sassanide des plus remarquables.

C'est un barrage long de plus de 600 mètres qui permettait d'irriguer avec les eaux du Karoun une immense superficie de terrains situés sur la rive droite et la rive gauche du fleuve.

Le barrage d'Avas a peu souffert et pourrait être facilement réparé, mais tous les ouvrages accessoires ont été

détruits et les canaux d'irrigation comblés. Aujourd'hui cette construction est devenue non seulement inutile mais nuisible, car elle empêche les bateaux à vapeur de remonter jusqu'à la ville de Chouster appelée à devenir, le jour où une écluse permettra de franchir le barrage, une des cités les plus florissantes de l'Orient.

Je regrette de ne pouvoir joindre à ces notes quelques détails sur la construction des coupoles, et des voûtes de formes si variées employées par les Iraniens pour couvrir les édifices, mais leur étude ne saurait être renfermée dans le cadre de cet article.

D'ailleurs les grands monuments voûtés sont tellement nombreux (j'en ai relevé 76 pendant la durée de ma mission), que tenter même leur description sommaire serait entreprendre l'histoire de l'art monumental de la Perse.

Ce qui vient d'être dit suffit pour faire comprendre l'esprit dans lequel sont conçues les constructions persanes, et montrer le parti qu'une population intelligente pressée par la nécessité peut tirer de mauvais matériaux employés dans les circonstances les plus défavorables.

Les excellents mortiers de chaux ou de ciment, le merveilleux outillage créé par l'industrie moderne, les modèles d'ouvrages savamment étudiés par nos prédécesseurs, nous placent dans des conditions heureusement fort différentes de celles qui sont faites aux constructeurs persans. Néanmoins l'étude de leurs œuvres peut être utile, car il se trouve toujours dans le travail lent et patient d'hommes aux prises avec des difficultés tous les jours renaissantes des germes d'idées nouvelles et le plus souvent pratiques.

Paris, 27 octobre 1882.

Nota. — Les photographies des ensembles et des détails de tous les ouvrages d'art signalé dans cette note et des quelques ponts qui n'ont même pas été cités seront incessamment déposées à la bibliothèque de l'École des Ponts et Chaussées.

N° 39

NOTE

SUR

LE RACCORDEMENT PARABOLIQUE

Par M. N. SUSINI, Conducteur des Ponts et Chaussées.

Soit l'angle NAN′ $= 2a$, renfermant un arc de cercle MVM′ de rayon MC $=$ R, arc prolongé à ses deux bouts M et M′ par deux arcs paraboliques égaux et symétriques MN et M′N′, dont l'équation ait la forme $y = mx^3$, ayant l'origine des abscisses, et par conséquent, leur deuxième tangence, aux points N et N′ des alignements droits AN et AN′.

Le dévers ou surhaussement du rail extérieur, dans une courbe circulaire de chemin de fer, se rachète au moyen d'une rampe placée sur le raccordement parabolique, et qu'on peut évaluer en général à $0^m,002$.

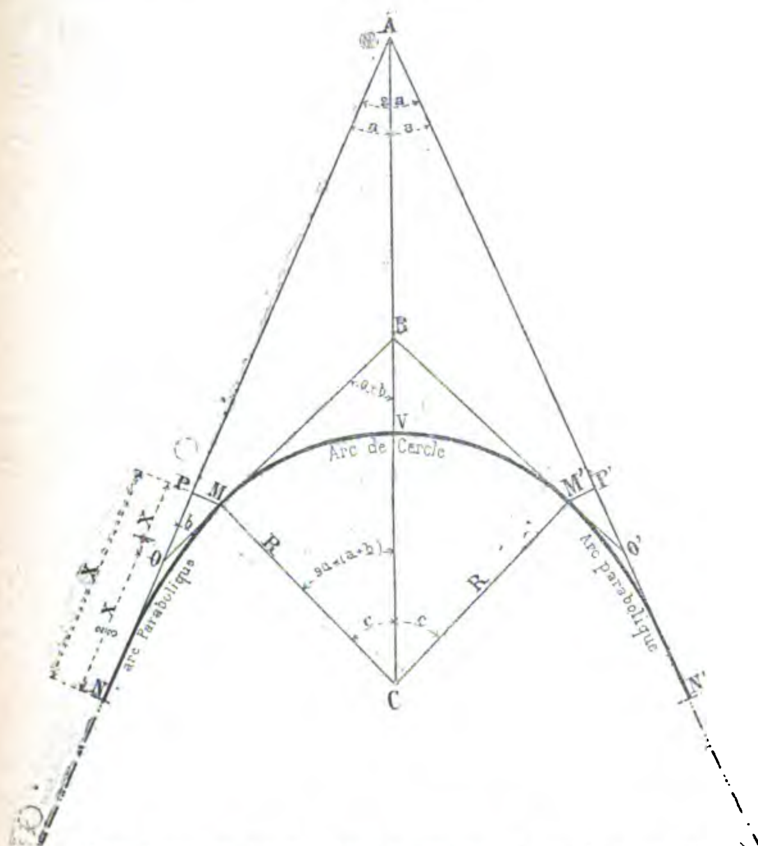
Si l'on abaissait cette rampe à $0^m,001$, la surface gauche présentée par les deux files de rails dans la partie parabolique serait bien plus douce et partant moins fatigante pour les véhicules.

Pour simplifier le calcul, on prend l'abstisse NP $=$ X pour longueur de la rampe en arc parabolique NM.

Fixons la valeur de la constante m, de l'équation $y = mx^3$ qui donnera à la parabole, au point M, *et d'une manière approchée*, la courbure $\frac{1}{R}$ de l'arc circulaire, et à cet effet, posons d'abord provisoirement $\frac{1}{R} =$ à la dérivée de second

ordre $6mX$ de l'équation parabolique $y = mx^3$ correspondant au point M, d'où :

$$m = \frac{1}{6\,R.X}.$$



Cela donnera pour valeur au rayon de courbure parabolique R′ au point M, et après simplifications

$$R' = \frac{\left(1 + \frac{X^2}{4\,R^2}\right)^{\frac{3}{2}}}{\frac{1}{R}}.$$

ou

$$R' = R\left[\left(1+\frac{X^2}{4R^2}\right)^{\frac{3}{2}}\right].$$

Ce résultat montre que R′, calculé avec la valeur provisoire $\frac{1}{6R.X}$ donnée à la constante *m*, sera plus grand que R, et que leur différence $R' - R$ sera d'autant plus faible que $\frac{X^2}{4R^2}$ sera plus petit.

Aussi pour obtenir en M le raccordement de courbure rigoureusement exact $\frac{1}{R}$ de la parabole et de l'arc de cercle, *il est essentiel* de donner à la constante *m* une valeur peu différente, *en excès*, de l'expression plus haut $\frac{1}{6R.X}$, et l'on trouvera très facilement et vite, après quelques courts tâtonnements de calculs, cette valeur vraie et définitive de *m* donnant la courbure voulue $\frac{1}{R}$.

R, X et *m* une fois arrêtés, l'ordonnée PM du point M a pour valeur :

$$PM = mX^3.$$

Ayant le point M par le calcul de son ordonnée PM, prenons la sous-tangente

$$OP = \frac{1}{3}X.$$

Prolongeons la droite OM jusqu'à sa rencontre avec la bissectrice AC de l'angle $2a$, au point B.

(Le problème ne sera possible que si cette rencontre se fait sous un angle OBC ne dépassant pas 90°. A cette limite de 90°, l'intersection se faisant d'équerre à la bissectrice, l'arc circulaire disparaît, et les deux arcs paraboliques symétriques se raccorderaient entre eux, en un même point de la bissectrice AC, si le point M de l'ordonnée PM tombait aussi sur cette bissectrice.)

droite OMB est tangente à l'arc parabolique NM et à l'arc circulaire MVM'.

Le triangle rectangle OPM donne

$$OM = \sqrt{\overline{OP}^2 + \overline{PM}^2}$$

L'on a encore dans ce triangle rectangle OPM (le rayon des tables étant supposé égal à l'unité),

$$\operatorname{tg} b = \frac{PM}{OP}.$$

L'angle b étant déterminé, l'angle extérieur OBC du triangle OAB a pour valeur $a + b$, et dans le triangle rectangle BCM, l'angle MCB ou

$$c = 90^\circ - (a + b).$$

Dans le même triangle rectangle MBC, la tangente MB de l'arc circulaire MVM' a pour valeur

$$MB = MC \times \operatorname{tg} c$$

ou

$$MB = R \operatorname{tg} c.$$

Ensuite

$$OB = OM + MB.$$

Le triangle OAB dont on a calculé ci-dessus l'angle b et le côté OB, donne

$$\frac{AO}{OB} = \frac{\sin(a + b)}{\sin a},$$

d'où

$$0 = OB^{A} \times \frac{\sin(a + b)}{\sin a}.$$

La sous-tangente $OP = \frac{1}{3} X$, retranchée de $NP = X$, donne

$$ON = \frac{2}{3} X.$$

Et enfin

$$AN = AO + ON.$$

Les opérations qui précèdent déterminent complètement et exactement les éléments principaux du problème utile et élégant du raccordement parabolique.

Tous les autres points de l'arc de cercle MVM′ s'obtiendront ensuite par les méthodes élémentaires des ordonnées élevées sur les tangentes MB et M′B, ou des intersections angulaires, etc., et ceux de l'arc parabolique se calculeront au moyen de l'équation $y = mx^3$.

Il est bon de s'assurer toujours, par l'emploi de la formule du rayon de courbure

$$\rho = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}},$$

des dévers correspondants aux diverses portions de l'arc parabolique, parce qu'il arrive que la rampe adoptée de $0^m,001$ ou de $0^m,002$ pour résoudre le raccordement n'est pas uniforme sur toute la longueur de cet arc, qui affecte aussi, en profil en long, une nouvelle et autre forme parabolique se raccordant, d'un côté, juste à la hauteur du dévers et à l'origine de l'arc circulaire, et mourant, à l'autre extrémité, à zéro sur l'alignement droit qui est, de la sorte, lui encore, tangent en plan et en élévation au raccordement parabolique.

Ajaccio, le 9 février 1883.

N° 40

NOTE

SUR

UN PROCÉDÉ DE CALCUL DU MOUVEMENT DES TERRES DIT : PROCÉDÉ BRUCKNER

Par M. PAUL LÉVY, ancien élève externe de l'École des Ponts et Chaussées

Nous nous proposons, dans la présente note, d'exposer une méthode particulière de calcul du mouvement des terres qui porte le nom de procédé Brückner, du nom de son inventeur.

Le principe de ce procédé est exposé dans l'ouvrage *la Statique graphique* de Culmann (*); mais, comme il est encore peu connu en France, il nous a paru intéressant de l'exposer avec quelques détails et de montrer comment on peut l'appliquer au calcul rapide des projets de cubature de terrassements.

Considérons le profil en long d'un projet de route ou de chemin de fer (*fig.* 1) et, sur les verticales des profils en travers, portons à une échelle quelconque la somme des cubes, des déblais et remblais depuis l'origine jusqu'au profil considéré, les remblais étant regardés comme positifs et les déblais comme négatifs. En joignant par un trait continu

(*) Voir la traduction de cet ouvrage par MM. Glasser, Jacquier et Valat, tome 1er, pages 133 et suivantes.

les points ainsi déterminés sur les diverses verticales des profils en travers, nous obtiendrons une ligne brisée ou, plutôt une courbe dans le genre de celle représentée figure 1.

Les principales propriétés de cette courbe sont les suivantes :

Ses ordonnées vont en croissant quand les profils sont en remblai, en décroissant quand ils sont en déblai.

L'ordonnée correspondant à un profil en travers quelconque représente la somme algébrique des volumes de terre depuis l'origine jusqu'à ce profil.

A tout point de passage du remblai au déblai correspond un maximum, à tout point de passage du déblai au remblai un minimum.

En coupant la courbe par une horizontale quelconque xy (*fig.* 2), les volumes compris entre les intersections 1-2, 2-3, 3-4.... de cette droite avec la courbe, sont formés de volumes égaux de déblai et de remblai (ceci résulte de la manière même dont a été tracée la courbe).

C'est sur cette propriété qu'est basé le mouvement des terres.

En déplaçant la ligne xy parallèlement à elle-même, on fait varier les longueurs des segments interceptés sur cette droite par les parties de courbe situées au-dessus et au-dessous, et, par suite, les longueurs de profil en long où les volumes de déblai et de remblai se compensent.

Le problème à résoudre, pour trouver le mode de transport le plus avantageux, consiste à trouver une position de cette ligne que nous appellerons ligne de répartition, telle que les mouvements de terre effectués comme nous allons l'expliquer rendent les frais de transport minimum.

Supposons cette ligne de répartition tracée; elle déterminera par son intersection avec la courbe les différentes sections de transport. Le volume de déblai compris entre les profils 1′ et 2 se transportera en remblai entre les

profils 1 et 1' (*fig.* 2), le volume de déblai compris entre les profils 2 et 2' se transportera en remblai entre les profils 2' et 3, etc... On voit en outre que la distance moyenne des transports pour les déblais compris entre 1' et 2 à porter en remblai entre 1 et 1' sera approximativement $\frac{1.1' + 1'.2}{2}$ $= \frac{1.2}{2}$ (Voir la note A); la distance moyenne des déblais compris entre 2 et 2' à transporter en remblai entre 2' et 3, $\frac{2.3}{2}$, etc.

Connaissant, d'une part l'échelle du profil en long, d'autre part, les distances maxima de transport à la brouette et au tombereau, il suffira de mesurer les demi-distances $\frac{1.2}{2}$, $\frac{2.3}{2}$, etc. pour savoir si le transport doit se faire à la brouette, au tombereau ou au wagon. Pour chacun de ces modes de transport, on obtiendra facilement la distance moyenne de transport, c'est-à-dire le quotient du produit de la somme des cubes transportés par leurs distances

(A) Considérons un volume de déblai à transporter en remblai, et supposons la distance de transport assez grande pour exiger un transport au wagon; on aura alors à employer tous les modes de transport. Désignons par l la distance de transport maximum au tombereau, inscrivons dans la portion de courbe considérée acb une longueur $mn = 2l$ (*fig.* 3), cette droite partage le cube de déblais représenté par l'ordonnée co, à transporter en remblai; en deux parties dont l'une ho sera transportée au wagon et l'autre hc partagée entre les deux autres modes de transport. La distance de transport au wagon sera approximativement la distance du milieu de la longueur ao au milieu de la longueur ob soit $\frac{ab}{2}$, ce serait plus exactement la distance des centres de gravité des surfaces $amho$, $honb$. Le cube à transporter au tombereau se déterminera de même en inscrivant dans la portion de courbe mcn une longueur $m'n' = 2p$, p étant la distance de transport maximum à la brouette. Le cube hh' se transportera au tombereau et le cube $h'c$ à la brouette. Remarquons que les distances moyennes de transport à la brouette et au tombereau ne sont autres que les distances de transport maxima admises; c'est-à-dire que, par ce mode de décomposition, on tire de ces deux moyens de transport la plus grande utilisation possible.

respectives de transport, divisé par la somme de ces cubes.

Il reste à considérer les parties comprises entre les points extrêmes d'intersection 1 et 5 de la courbe avec la droite *xy* et les extrémités du profil. Remarquons d'abord que s'il y avait égalité entre les cubes de déblai et de remblai, le point final M (*fig.* 2) se trouverait sur la ligne *om* au point *m*; mais, outre que c'est là un cas tout particulier, il ne résulterait pas nécessairement de cette égalité que le mode de transport le plus avantageux n'exigeât ni dépôt ni emprunt, car il n'en résulterait pas nécessairement que la ligne de répartition coïncidât avec la ligne de terre *om*.

Ceci posé, on voit que le volume de remblai représenté par l'ordonnée 1 *h* ne sera compensé par aucun déblai, il nécessitera par suite un emprunt. Menons maintenant par le point final M une horizontale M*l*; le volume représenté par l'ordonnée 5′ *r* se décomposera en deux parties ; l'une *pr* est un volume de déblai à transporter en remblai avec une distance de transport $= \frac{l\,M}{2}$, l'autre, *p* 5′ $=$ *ll′* est un volume de remblai qui n'est compensé par aucun déblai ; il exigera donc un emprunt.

Entre les profils 3 et 4, nous avons figuré un cas qui se présente fréquemment et qui se résout de la manière suivante : par le point le plus bas *c* menons l'horizontale *abcgh ;* l'ordonnée *b*K représente un volume de remblai à transporter en déblai avec une distance de transport $= \frac{a\,c}{2}$, l'ordonnée *gv* un volume de remblai à transporter en déblai avec une distance de transport $= \frac{c\,h}{2}$; il restera enfin un volume de remblai *aa′* $=$ *b* 3′ à transporter en déblai avec une distance de transport $= \frac{3.4}{2}$.

Nous allons maintenant expliquer comment on précède à la recherche de la ligne de répartition.

Nous avons dit précédemment que cette ligne devait être telle que les frais de transport ou, plutôt la partie variable de ces frais fût minimum, car la partie fixe peut être supposée ajoutée aux frais d'extraction. Il est facile de déterminer cette partie variable des frais.

Soit, en effet, Δm un élément de déblai à transporter en remblai (*fig.* 4); le transport peut être supposé effectué en transportant un élément quelconque du déblai au point de passage puis, de là, au point qu'il doit occuper; soit d la distance du centre de gravité de l'élément hachuré sur la figure à la verticale BH; les frais de transport seront, pour la première opération proportionnels à $d\Delta m$ c'est-à-dire à la surface hachurée. Pour le cube total des déblais, ces frais seront proportionnels à $\Sigma d\Delta m$, c'est-à-dire à la surface BCH. On verrait de même que les frais de transport afférents au transport du cube des terres considéré depuis le point de passage jusqu'au remblai sont proportionnels à ABH; la partie variable des frais de transport sera donc proportionnelle à la surface ABC.

Ce qui précède ne s'applique ni aux emprunts ni aux dépôts qui exigent des transports transversaux et, par suite, des frais de transport qui ne peuvent être évalués de la même manière. En faisant un moment abstraction de ces transports sur lesquels nous reviendrons plus loin, nous pouvons, dès maintenant tracer la ligne de répartition.

Supposons, en effet que, cette ligne étant tracée, on la déplace parallèlement à elle-même, vers le haut, d'une quantité infiniment petite Δh (*fig.* 5); soit b la base d'une partie de courbe située au-dessus de la ligne de répartition et soit λ la partie variable des frais de transport de l'unité de volume à l'unité de distance; le déplacement de la ligne de répartition produira, dans la partie variable des frais de transport, une diminution proportionnelle à la surface hachurée, c'est-à-dire à $b\lambda\Delta h$. Pour l'ensemble des portions

de courbe situées au-dessus de la ligne de répartition, la diminution sera proportionnelle à

$$\Sigma b\lambda \, \Delta h = \Delta h \, \Sigma b\lambda,$$

puisque Δh est constant.

Mais, en même temps que les frais de transport diminuent pour les parties de courbe situées au-dessus de la ligne de répartition, ils augmentent, pour celles situées au-dessous d'une quantité $\Delta h \, \Sigma_1 \, b\lambda$; la différence entre ces deux quantités donnera l'augmentation positive ou négative des frais de transport; ce sera :

$$\Delta h \, (\Sigma \, b\lambda - \Sigma_1 \, b\lambda).$$

Pour qu'un déplacement de la ligne de répartition ne produise aucun résultat, il faudra que la quantité entre parenthèses soit nulle. Si l'on suppose λ constant, ce qui revient à supposer constants sur toute l'étendue du profil les frais unitaires de transport, on devra avoir

$$\Sigma b = \Sigma_1 \, b,$$

c'est-à-dire que les sommes des segments interceptés sur la ligne de répartition par les parties de courbes situées au-dessus et au-dessous doivent être les mêmes.

Il est dès lors facile de trouver la position de cette ligne en appliquant la méthode de fausse position. Supposons qu'en essayant une position xy de la ligne de répartition (*fig.* 6) on ait trouvé un excédent de la somme des segments interceptés par les parties de courbe au-dessus sur celle des segments interceptés par les parties de courbe au-dessous; portons cet excédent sur la ligne xy en AB à partir de la dernière ordonnée. Si, pour une autre position $x'y'$ de cette ligne la somme des segments interceptés par les parties de courbe au-dessous est supérieure à celle des segments interceptés par les parties de courbe au-dessus, nous porterons cette différence sur $x'y'$ à partir de la

même ordonnée en CD dans le sens opposé à AB, l'inte section de la droite BD et de la dernière ordonnée donne un point M de la ligne de répartition qui se trouve ain déterminée.

Dans le cas où les deux différences seraient du mêm côté de la dernière ordonnée, deux opérations suffiraie néanmoins pour trouver un point M' de la ligne de répa tition.

Sauf le cas particulier où la ligne de répartition joindra les deux points extrêmes de la courbe, il y aura lieu d recourir à des dépôts ou à des emprunts ; ces opératio exigeant des transports transversaux, il en résulte u modification dans la recherche de la ligne de répartitio Cette recherche peut se faire alors par le procédé que no allons exposer ci-dessous et qui nous a été indiqué pa M. l'Ingénieur en chef Léon Durand-Claye, professeur d cours de route à l'École des Ponts et Chaussées.

Soit (*fig.* 7) AB la ligne de terre d'une portion d courbe pour laquelle les déblais et remblais se compensent; ainsi que nous l'avons déjà fait remarquer, la ligne d terre ne coïncide par nécessairement avec AB. Supposons qu'on veuille essayer, comme ligne de répartition, une ligne xy située au-dessus de AB; en passant de xy à AB o diminue la somme des aires des surfaces inférieures et o augmente la somme des aires des surfaces supérieures; la ligne qui donnera le minimum de distance moyenne de transport sera, comme on sait, celle pour laquelle la somme des cordes interceptées par les parties supérieures sera égale à la somme des cordes interceptées par les parties inférieures. Mais, en déplaçant la ligne d'essai, on distrait en A et en B des parties qui doivent s'exécuter par voie de dépôts et d'emprunts et dont les volumes sont Ax et By; de là des frais supplémentaires dont il s'agit de tenir compte.

Désignons par F ces frais; ils se composent : au déblai,

n transport latéral et d'une indemnité pour occupation errain, au remblai, d'une fouille, d'un chargement, d'un sport latéral et d'une indemnité pour occupation de ain; ils se composent donc, dans les deux cas, d'une ie variable avec la distance de transport et d'une partie pendante de cette distance. La formule qui donne le des transports ordinaires étant $a + bD$ nous pose-, par analogie :

$$F = a + bK. \qquad (1)$$

n résolvant l'équation (1) par rapport à K, la quantité nue ne sera autre que la distance à laquelle il faudrait sporter longitudinalement le cube Ax pour faire la e dépense que celle nécessitée par le transport trans-al; en d'autres termes nous ramenons ainsi le trans- transversal à un transport longitudinal équivalent au t de vue de la dépense.

renons donc sur la ligne de terre AB une longueur = K et menons la verticale CC′ jusqu'à son point de ontre avec la ligne xy. En transportant la ligne dont ait l'essai de AB en xy non seulement les surfaces ieures augmentent de l'aire des trapèzes compris entre eux horizontales, mais encore de l'aire du rectangle C′; le même raisonnement s'applique au transport du By. La ligne de répartition sera, dès lors, celle pour lle la somme des cordes interceptées par les parties rieures de la courbe augmentée des longueurs affé-s aux frais de transports transversaux nécessités par mprunts, sera égale à la somme des cordes intercep- par les parties inférieures augmentée des longueurs ntes aux frais de transports transversaux nécessités les mises en dépôt.

marquons qu'en faisant varier la position de la ligne épartition, on fait varier les cubes de terres à emprun-u à mettre en dépôt, mais on ne fait pas varier les

prix unitaires de transports transversaux, les longueurs telles que AC sont donc des constantes; de plus ces constantes peuvent être facilement évaluées si on connaît la position des lieux de dépôt ou d'emprunt.

On peut donc dire d'une façon générale, que la ligne de répartition est celle pour laquelle la différence entre les sommes interceptées par les parties supérieures et inférieures de la courbe est constante.

Dans le cas particulier où la longueur AC serait plus grande que la longueur totale AB du profil, la ligne de répartition serait celle qui donnerait l'égalité dans la somme des cordes.

Tel est dans son ensemble, le procédé Brückner; il suppose, ce qui est d'ailleurs le cas le plus général, que les transports latéraux s'effectuent à peu près parallèlement à l'axe de la voie; nous avons en outre supposé jusqu'ici que le cube de chaque entreprofil était concentré à son profil extrême. Cette hypothèse n'est pas nécessaire et le procédé est applicable en supposant, par exemple, le cube de chaque entreprofil concentré en son milieu.

C'est dans cette hypothèse qu'a été faite l'application (*fig.* 8); cette application a été faite sur un profil pour lequel il y a égalité entre le cube des déblais et celui des remblais; en faisant abstraction des transports latéraux, nous avons trouvé que le mode de transport le plus avantageux exigerait en emprunt de 485 mètres cubes.

On peut également supposer le cube de chaque entreprofil concentré au centre de gravité; si l'on calcule le volume des terres par un quelconque des procédés graphiques souvent employés aujourd'hui, on peut faire marcher de front les constructions destinées à la mesure des volumes et celles du mouvement des terres. Cette combinaison est particulièrement avantageuse dans l'étude des avant-projets et pour la comparaison des variantes.

Fig. 1.

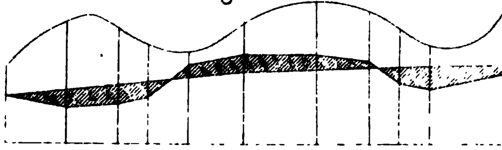


Fig. 2.

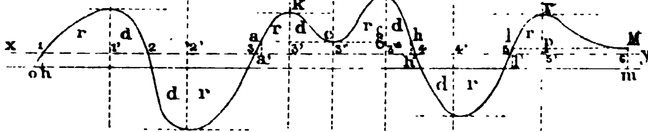


Fig. 3.

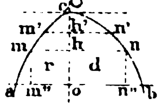


Fig. 4.

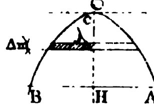


Fig. 5.

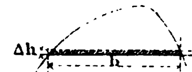


Fig. 6

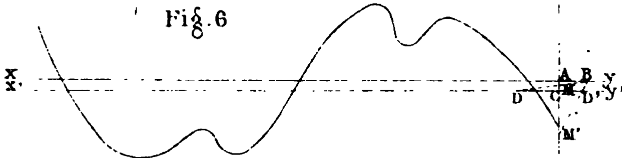


Fig. 7

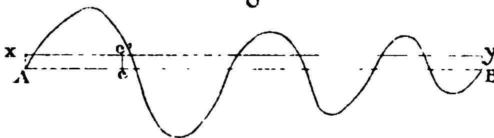
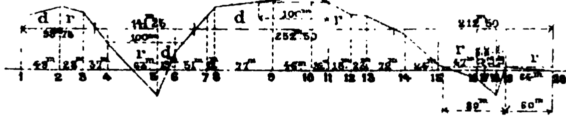


Fig. 8.



Echelles { des longueurs 0,m 001 par mètre. / des hauteurs 0,m 00125 pour 100 mètres.

N° 41

NOTE

SUR

UN NOUVEL APPAREIL POUR MANŒUVRE ET CALAGE

DES

AIGUILLES DE CHANGEMENT DE VOIE

PAR UN SEUL LEVIER

(SYSTÈME DUJOUR)

Lorsque des aiguilles de changement de voie sont manœuvrées à distance, l'aiguilleur est le plus ordinairement dans l'impossibilité de s'assurer *de visu* du bon fonctionnement de l'appareil, et il faut lui donner les moyens de constater d'une autre façon le contact parfait de l'une ou de l'autre aiguille contre le rail. Il importe, d'autre part, que les aiguilles soient assez solidement assujetties dans leur bonne position, pour qu'il n'y ait pas danger de les voir dérangées, autrement dit entrebâillées, à l'insu de l'aiguilleur, accidentellement ou par malveillance.

On obtient ce double résultat en verrouillant les aiguilles ou plutôt la tringle de manœuvre qui les actionne. Cette tringle est ordinairement percée de deux trous qui se placent à tour de rôle en face d'un verrou, quand les aiguilles sont à fond de course. Le verrou, mis en mouvement par un levier spécial, enclenche ainsi les aiguilles quand elles sont dans l'une de leurs positions extrêmes, c'est-à-dire faites pour l'une ou pour l'autre direction. Au contraire,

quand elles sont dans une position intermédiaire, c'est-à-dire entrebâillées, le verrou, ne rencontrant plus le trou de la tringle de manœuvre, vient buter par bout contre la face latérale de celle-ci, et oppose à l'action de son levier une résistance qui sert d'avertissement à l'aiguilleur.

Dans les appareils Saxby et Farmer, le levier de manœuvre du verrou actionne en outre le *locking-bar*, cet ingénieux appareil de sûreté d'autant plus utile que le champ des aiguilles est plus difficilement susceptible du poste de manœuvre. Il n'en faut pas moins double levier et double transmission rigide pour chaque jeu d'aiguilles, ce qui, dans certains cas, encombre les postes outre mesure et se traduit toujours en une augmentation de dépense.

L'appareil imaginé par M. Dujour permet d'actionner dans un seul mouvement, au moyen d'un levier et d'une transmission unique, les aiguilles, le verrou et le *locking-bar;* d'où économie de premier établissement et ensuite économie de temps pour l'aiguilleur.

Au lieu de deux trous, la tringle de manœuvre des aiguilles présente deux encoches sur sa face supérieure. Une autre barre qui glisse au-dessus de la tringle, à angle droit avec celle-ci, porte suspendus à sa face inférieure, deux taquets ou verrous, lesquels peuvent s'engager et passer dans l'une des encoches quand la tringle de manœuvre est convenablement placée, c'est-à-dire quand l'une des aiguilles est jointive au rail. Au contraire, si les aiguilles sont entrebâillées, le taquet se trouve arrêté dans son mouvement par la tringle de manœuvre, contre laquelle il vient buter; ainsi se trouve réalisé l'enclenchement réciproque des aiguilles par le verrou et du verrou par la tringle de manœuvre des aiguilles.

Voici par quelle disposition les mouvements de ces divers organes sont coordonnés.

La transmission rigide A (Pl. II, *fig.* 1 et 2), venant d'un levier à distance, actionne par son milieu un balancier B, à

deux articulations mobiles J et K, qui sont elles-mêmes rattachées :

1° Aux aiguilles C au moyen de l'équerre D et de la tringle E;

2° A la barre G portant les verrous H et I (*fig.* 2 à 7).

Ces deux articulations J et K sont, à tour de rôle, fixes et mobiles, suivant que la tringle de manœuvre est calée par le verrou, ou le verrou par la tringle de manœuvre. Quand le point K est mis à l'arrêt, le balancier JK pivote autour de ce point fixe, et c'est l'articulation J qui se déplace; réciproquement si J est à l'arrêt et si K est rendu libre, c'est K qui pivotera autour de J.

Dans la position des *fig.* 2 et 4, la tringle E est calée par le verrou H pénétrant dans une de ses encoches, et les aiguilles sont ainsi maintenues dans une position invariable en contact avec le rail de gauche. C'est le point initial du mouvement qui va se produire quand on renversera le levier de manœuvre, de façon à imprimer à la transmission rigide un mouvement régulier et continu, d'amplitude déterminée, dans le sens de la flèche.

En se transmettant à l'appareil de calage, ce mouvement se décompose de lui-même en trois temps bien distincts :

Premier temps. — La tringle E étant calée par le verrou H, le point J est fixe, et c'est le point K qui se déplace en poussant la barre G et le verrou H, jusqu'à ce que le verrou I soit venu buter contre une partie pleine de la tringle E (*fig.* 5).

Par suite de ce mouvement le point K s'est transporté en K' (*fig.* 5, 6 et 8), le verrou H a dégagé l'encoche, et la tringle E se trouve décalée.

Deuxième temps. — La barre G étant arrêtée dans sa course et l'articulation K immobilisée, c'est le point J qui pivote à son tour pour venir prendre la position J' (*fig.* 6, 7 et 8), en entraînant l'équerre D, la tringle E et les aiguilles C, jusqu'à ce que ces dernières soient arrivées à fin

de course et butées contre le rail de droite ; à ce moment l'encoche F se présente en regard du verrou I, et rien ne fait obstacle à l'avancement de la barre G.

Troisième temps. — L'aiguille C est venue buter contre le rail de droite, et ne permet pas à la tringle E d'aller plus loin. De ce fait, l'articulation J' est redevenue fixe, tandis que l'articulation K est rendue libre. Alors cette articulation se transporte de K' en K'' (*fig.* 7 et 8) et le verrou I est introduit dans l'encoche F, de façon à maintenir les aiguilles calées dans leur seconde position.

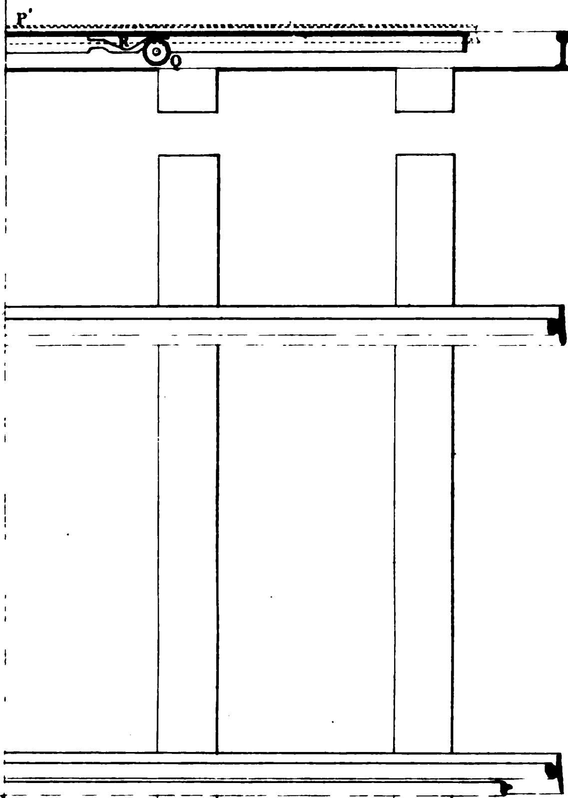
C'est ainsi que, par un seul mouvement du levier de manœuvre, on a obtenu successivement : 1° le décalage des aiguilles ; 2° leur déplacement ; 3° leur recalage dans une autre position.

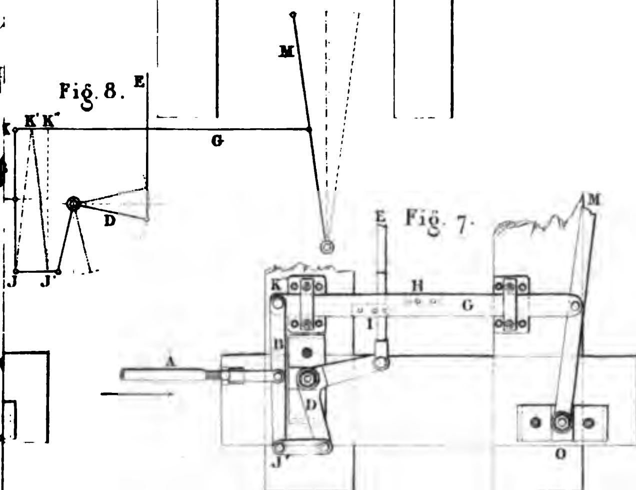
Quant au *locking-bar*, on sait qu'il faut, chaque fois qu'on déplace les aiguilles, lui imprimer le long du rail un avancement ou un recul d'une amplitude déterminée. Or le mouvement est précisément celui que la barre du verrou G ci-dessus décrite reçoit du levier de manœuvre, en sorte que rien n'est plus simple que de faire actionner le *locking-bar* par le verrou. Ces deux pièces sont reliées à cet effet par un balancier M (*fig.* 2, 5, 6 et 7), pivotant autour d'un axe O, et portant à son autre extrémité une fourchette qui embrasse un bouton saillant appartenant au *locking-bar*.

La *fig.* 1 représente la disposition adoptée par la Compagnie de Paris-Lyon-Méditerranée pour le *locking-bar* lui-même. Le chevalet qui lui imprime, dans les appareils ordinaires, son mouvement d'oscillation verticale, est remplacé par des galets Q, sur lesquels la barre P repose par l'intermédiaire de deux fourrures R, en forme de coins obtus, qui s'élèvent de la quantité voulue par l'effet du plan incliné, puis retombent de la même hauteur en passant d'un côté à l'autre du galet de roulement. Cette disposition procure à l'appareil une solidité qui ne laisse rien à désirer.

Depuis dix-huit mois environ la Compagnie des chemins

ne Dujour)





lle de 0.m04 p

Ponts et

Macquet sc.

de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée a mis en service 250 appareils Dujour, qui ont donné des résultats très satisfaisants. Elle se propose d'appliquer ce système successivement à toutes les aiguilles manœuvrées à distance par des postes Saxby ou par des postes Vignier.

Le coût d'un appareil mis en place, avec son châssis de fondation, est de 200 francs, tandis que le prix d'un verrou avec levier indépendant est de 340 francs dans le système Vignier, et de 370 francs dans le système Saxby, sans tenir compte de la part afférente à chaque levier dans la construction du bâtiment. Quant à la transmission rigide, que l'on économise également, son prix, variable suivant la distance du poste à l'aiguille, peut être évalué à raison de 12 francs par mètre courant.

N° 42 BULLETIN
DES ACCIDENTS ARRIVÉS DANS L'EMPLOI DES APPAREILS A VAPEUR
PENDANT L'ANNÉE 1881.

DATE de l'accident.	NATURE et situation de l'établissement où l'appareil était placé.	NATURE forme et destination de l'appareil. — Détails divers.	CIRCONSTANCES de l'accident.	CONSÉQUENCES de l'accident.	CAUSE PRÉSUMÉE de l'accident.
12 janvier..	Scierie à Besançon.	Chaudière de locomobile composée d'un corps cylindrique horizontal, à foyer intérieur, avec 17 tubes en cuivre pour le retour des flammes. Longueur 1m, 55. Diamètre du corps 0m, 77. Diamètre du foyer 0m, 33. Diamètre des tubes 0m, 063. Epreuve en 1874.—Timbre 8 k.	La locomobile était installée provisoirement et ne fonctionnait que par intermittences. Vers 11 h. du soir, la courroie tomba, un bruit sourd se fit entendre et la vapeur s'échappa abondamment par la porte du foyer. Trois tubes rompus.	Le propriétaire brûlé aux jambes par la vapeur.	Défaut d'alimentation.
21 janvier..	Bateau (Seine-Inférieure).	Chaudière cylindrique horizontale, à foyer intérieur, avec tubes pour le retour des flammes. Diamètre du corps 1m, 65. La face arrière de 8 à 9 millimètres d'épaisseur, infléchie vers le bas, était reliée à la boîte à fumée par 19 entretoises. La cornière qui l'assemblait au corps de la chaudière avait 9 millimètres d'épaisseur près de son angle. Epreuve en 1880.—Timbre 2 k.	La cornière d'assemblage du corps cylindrique avec la face plane d'arrière était fendue depuis un certain temps; cette fente s'est agrandie rapidement le jour de l'accident en produisant une fuite; sous l'influence d'une forte pression, il y a eu rupture totale de la cornière.	Chauffeur brûlé mortellement.	Maintien en pression d'une chaudière possédant une fuite dangereuse.
29 janvier..	Fabrique de bougies à Gentilly (Seine).	Chaudière horizontale, cylindrique, à 2 bouilleurs. Longueur du corps 10m. Diamètre du corps 1m. Diamètre des bouilleurs 0m, 60. [illegible]	Vers 2 h. on s'aperçut que la bâche d'alimentation était recouverte d'une couche de matières grasses ; on écréma [illegible]	Deux hommes tués et un blessé. Dégâts matériels considérables.	Invasion insolite d'acides gras mélangés à l'eau d'alimentation, à la suite de la rupture d'un serpentin de distillation des acides. Unis aux [illegible]

			plaque du trou d'homme et le bouilleur une rainure étroite par laquelle a jailli l'eau bouillante.		
23 août....	Fabrique de chapeaux à Dijon.	Récipient en tôle, cylindrique, vertical, avec un fond supérieur légèrement convexe et un fond inférieur concave dont le bord venait s'appliquer contre la paroi cylindrique à laquelle il était rivé. Diamètre $0^m,80$; hauteur, $0^m,60$.	Employé auparavant à l'alimentation d'une petite chaudière à 4 k., 5, il venait d'être adapté, sans épreuve préalable, à une plus grande chaudière à 6 k.,5. La première fois qu'il reçut de la vapeur à une pression estimée de 5 k.,5, le fond s'est détaché sur tout son pourtour.	Cinq ouvriers brûlés, dont deux assez gravement.	Mauvais emploi de l'appareil incapable de résister à une pression aussi importante (6 k., 5).
29 août....	Usine de manutention à Paris.	Chaudière cylindrique à deux bouilleurs. — Réchauffeur commun à deux chaudières semblables.	Les deux robinets de communication du réchauffeur avec la chaudière étant fermés, on a voulu alimenter. Bruit sourd à l'arrière du réchauffeur. La tête en fonte s'est brisée, un fragment a été lancé à une faible distance sans atteindre personne.	Néant.	Grande pression hydraulique exercée par la pompe alimentaire alors que l'issue de l'eau vers la chaudière était condamnée par la fermeture des robinets d'arrêt.
30 août....	Exploitation rurale à Balma (Haute-Garonne).	Chaudière tubulaire à foyer intérieur. — Foyer cylindrique à section ovoïde de $1^m,05$ sur $0^m,90$; il se prolonge par une partie cylindrique de $0^m,70$ de diamètre et $1^m,20$ de longueur. — La plaque d'avant, les tubes et le foyer forment un système amovible. — Entretoises compliquées par leur nombre, leur espèce et par les dispositions propres à conserver l'amovibilité du foyer. Timbre 6 kilogrammes.	Le foyer intérieur et la plaque tubulaire ont été lancés à 50 mètres, le corps principal et la machine à 36 mètres dans la direction opposée. Le foyer présentait sur sa paroi de gauche une dépression notable et sur le milieu de la face de droite un affaissement complet accompagné d'une large crevasse transversale; cette crevasse rectiligne passe par cinq trous de rivets fixant une armature.	Un homme tué.	Disposition ovoïde du foyer éminemment déformable par la pression de la vapeur. — Entretoises compliquées, non visitées. — Ecrasement du foyer sous une pression qui n'était probablement pas supérieure à la pression normale.
15 septembre	Fabrique de boutons à Paris.	Chaudière cylindrique avec foyer intérieur et 20 tubes de retour de flammes formant un faisceau amovible. Capacité 1187 litres. — Timbre 8 k.	Au moment d'une alimentation, un jet de vapeur et d'eau chaude ouvrit brusquement les portes du foyer. Les six tubes de laiton de la rangée supérieure se sont plus ou moins gondolés et déformés vers leur extrémité posté-	Chauffeur brûlé mortellement.	Défaut d'alimentation. (Orifice inférieur du tube de verre bouché par de la filasse).

DATE de l'accident.	NATURE et situation de l'établissement où l'appareil était placé.	NATURE forme et destination de l'appareil. — Détails divers.	CIRCONSTANCES de l'accident.	CONSÉQUENCES de l'accident.	CAUSE PRÉSUMÉE de l'accident.
		Timbre 6 k. Soupapes chargées pour 8 k. 95.	projeté en avant et s'abattit en travers d'une rue. Une virole du foyer, pesant 200k., fut lancée à 60^m de distance. Le point de départ de l'explosion parait devoir être placé vers le milieu du foyer intérieur.		
23 mai.....	Usine métallurgique au Val d'Osne (Ardennes).	Chaudière installée à la suite d'un four à souder, horizontale, cylindrique, avec bouilleur inférieur. Corps cylindrique : longueur 8^m ; diamètre 1^m, 10. Bouilleur : longueur 7^m, 96 ; diamètre 0^m,75. Capacité 10 m^3, 700. Epreuve en 1877 pour 5 k. 1/2.	A 1 h. 40 du matin, détonation sourde ; déchirure sur le côté droit de la chaudière commençant à 0^m,40 au-dessus de la rivure longitudinale. — Longueur 1^m,40.	Un ouvrier grièvement brûlé, trois autres légèrement.	Manque d'eau.
17 juillet...	Papeterie à La Haye-Descartes (Indre-et-Loire).	Chaudière formée de 100 tubes en fer de 11 centimètres de diamètre et 3 mètres de longueur, réunis à leurs extrémités par des boîtes en fonte. Réchauffeur formé de 80 tubes recevant l'alimentation.	Le troisième tube du bas sur la gauche s'est déchiré à l'avant du foyer sur une longueur de 50 centimètres et s'est ouvert sur une largeur de 23 centimètres. — Pression 5 k. — Ouverture dans la partie exposée au feu et suivant la soudure.	Chauffeur brûlé mortellement.	Défaut de soudure du tube. — Point faible qui a cédé à un coup de feu énergique aidé peut-être d'une légère incrustation intérieure.
24 juillet...	Forge (chemin de fer) à Mohon (Ardennes).	Chaudière Field chauffée par les flammes perdues d'un four à réchauffer.	Un tube s'est décaloté. La flamme a été refoulée par la vapeur et l'eau.	Chauffeur légèrement brûlé.	Cause restée inconnue.
6 août.....	Exploitation agricole à St-Pardoux (Deux-Sèvres).	Chaudière cylindrique, horizontale, à foyer intérieur ; à tubes en cuivre rouge de 105 millimètres de diamètre. Aucune épreuve depuis 1884. — Timbre 5 atmosphères.	L'un des deux tubes supérieurs s'est déchiré à 0^m, 20 de la bague, du côté de l'entrée des gaz chauds, et écrasé sur cette longueur.	Néant.	Amincissement du tube et surtout excès de pression (Soupapes calées).

			étroite par laquelle a jailli l'eau bouillante.		
23 août....	Fabrique de chapeaux à Dijon.	Récipient en tôle, cylindrique, vertical, avec un fond supérieur légèrement convexe et un fond inférieur concave dont le bord venait s'appliquer contre la paroi cylindrique à laquelle il était rivé. Diamètre 0m,60; hauteur, 0m,60.	Employé auparavant à l'alimentation d'une petite chaudière à 4 k., 5, il venait d'être adapté, sans épreuve préalable, à une plus grande chaudière à 6 k., 5. La première fois qu'il reçut de la vapeur à une pression estimée de 5 k., 5, le fond s'est détaché sur tout son pourtour.	Cinq ouvriers brûlés, dont deux assez gravement.	Mauvais emploi de l'appareil incapable de résister à une pression aussi importante (6 k., 5).
29 août....	Usine de manutention à Paris.	Chaudière cylindrique à deux bouilleurs. — Réchauffeur commun à deux chaudières semblables.	Les deux robinets de communication du réchauffeur avec la chaudière étant fermés, on a voulu alimenter. Bruit sourd à l'arrière du réchauffeur. La tête en fonte s'est brisée, un fragment a été lancé à une faible distance sans atteindre personne.	Néant.	Grande pression hydraulique exercée par la pompe alimentaire alors que l'issue de l'eau vers la chaudière était condamnée par la fermeture des robinets d'arrêt.
30 août....	Exploitation rurale à Balma (Haute-Garonne).	Chaudière tubulaire à foyer intérieur. — Foyer cylindrique à section ovoïde de 1m,05 sur 0m,90; il se prolonge par une partie cylindrique de 0m,70 de diamètre et 1m,25 de longueur. — La plaque d'avant, les tubes et le foyer forment un système amovible. — Entretoises compliquées par leur nombre, leur espèce et par les dispositions propres à conserver l'amovibilité du foyer. Timbre 6 kilogrammes.	Le foyer intérieur et la plaque tubulaire ont été lancés à 50 mètres, le corps principal et la machine à 36 mètres dans la direction opposée. Le foyer présentait sur sa paroi de gauche une dépression notable et sur le milieu de la face de droite un affaissement complet accompagné d'une large crevasse transversale; cette crevasse rectiligne passe par cinq trous de rivets fixant une armature.	Un homme tué.	Disposition ovoïde du foyer éminemment déformable par la pression de la vapeur. — Entretoises compliquées, non visitées. — Ecrasement du foyer sous une pression qui n'était probablement pas supérieure à la pression normale.
15 septembre	Fabrique de boutons à Paris.	Chaudière cylindrique avec foyer intérieur et 20 tubes de retour de flammes formant un faisceau amovible. Capacité 1187 litres. — Timbre 8 k.	Au moment d'une alimentation, un jet de vapeur et d'eau chaude ouvrit brusquement les portes du foyer. Les six tubes de laiton de la rangée supérieure se sont plus ou moins gondolés et déformés vers leur extrémité posté-	Chauffeur brûlé mortellement.	Défaut d'alimentation. (Orifice inférieur du tube de verre bouché par de la filasse).

DATE de l'accident.	NATURE et situation de l'établissement où l'appareil était placé.	NATURE forme et destination de l'appareil. — Détails divers.	CIRCONSTANCES de l'accident.	CONSÉQUENCES de l'accident.	CAUSE PRÉSUMÉE de l'accident.
5 décembre.	Filature à Givonne (Ardennes).	Générateur cylindrique, horizontal, à deux bouilleurs inférieurs et un réchauffeur latéral. — Capacité $17^{m3},200$. — Le réchauffeur communique avec le corps principal par un tuyau placé au-dessus de la chaudière et plongeant, d'une part, au fond du corps principal, de l'autre au fond du réchauffeur. — Un robinet était placé sur ce tuyau.	Le chauffeur alimenta sans avoir ouvert le robinet du tuyau de communication entre le réchauffeur et la chaudière. — Sourde détonation. — Déchirure de $0^m,90$ de longueur le long d'une rivure horizontale du réchauffeur.	Néant.	Pression excessive causée par l'alimentation dans le réchauffeur isolé de la chaudière par suite d'une disposition vicieuse et d'une fausse manœuvre.
6 décembre.	Minoterie à Agde (Hérault)	Chaudière horizontale, cylindrique, à deux bouilleurs réunis au corps par une communication longue. Timbre 5 k. La flamme lèche d'abord la partie inférieure du corps cylindrique, puis le bouilleur de droite, enfin le bouilleur de gauche.	Le bouilleur de gauche s'est ouvert à la partie supérieure de la deuxième virole, en un point où la tôle a à peine un millimètre d'épaisseur. — La déchirure s'est prolongée sur la troisième virole.	Dégâts matériels assez importants.	Extrême amincissement de la tôle par suite d'usure ou de corrosions.
8 décembre.	Fabrique de plâtre à Clermont-l'Hérault (Hérault)	Chaudière à bouilleurs latéraux. Alimentation dans le bouilleur inférieur, le dernier en contact avec le courant des flammes. Timbre 5 k.	Le bouilleur inférieur a fait explosion. — La tôle s'est déchirée vers le milieu du bouilleur à la partie supérieure, suivant l'axe, en s'ouvrant des deux côtés par des déchirures transversales produisant une ouverture de $0^m,25$ sur $0^m,30$.	Néant.	Amincissement extrême de la tôle par suite d'un long usage
13 décembre	Exploitation agricole à Leudon (Seine-et-Marne)	Chaudière de locomobile, cylindrique, tubulaire, avec foyer intérieur vertical. 20 tubes en cuivre.	Peu après le retour du chauffeur absent depuis près d'une heure, la chaudière fit ex-	Un homme tué.	Inconnue.

		épreuve en 1866.	s'est ouvert sans explosion au tiers de sa longueur du côté du foyer.		
30 décembre	Papeterie à Sorel-Moussel (Eure-et-Loir).	Lessiveur horizontal en tôle.—Diamètre 1m,85.—Tourillons aux centres des fonds; la vapeur arrive par l'un d'eux et sort par l'autre. Les fonds sont reliés à la partie cylindrique par une cornière. Timbre 2 k.	La cornière du côté du fond s'est rompue dans l'angle sur toute sa longueur.	Un ouvrier tué.	Excès de pression.—Moyens de modérer la pression de la vapeur à l'entrée défectueux; évacuation de la vapeur ne pouvant se faire que par des orifices très-insuffisants.

RÉSUMÉ.

RÉPARTITION DES ACCIDENTS.

	NOMBRES.	TUÉS.	BLESSÉS
1° Par nature d'établissements :			
Bateau	1	1	»
Bougies (Fabrique de)	1	2	1
Boutons (Fabrique de)	1	1	»
Caoutchouc (Fabrique de)	1	»	»
Chapeaux (Fabrique de)	1	»	2
Colle (Fabrique de)	1	1	»
Exploitation agricole	3	2	»
Ferronnerie	1	3	»
Filature	1	»	»
Forges	2	»	3
Limes (Fabrique de)	1	1	»
Manutention	1	»	»
Métallurgie (Usine de)	1	»	1
Mines	3	1	»
Minoterie	2	»	»
Papeterie	3	2	»
Plâtre (Fabrique de)	1	»	»
Scierie	1	»	1
Sucrerie	1	»	»
Tannerie	1	1	2
Teinturerie	1	»	»
Totaux	29	15	10
2° Par espèces d'appareils :			
Chaudières sans foyer intérieur :			
Horizontales non tubulaires, avec ou sans bouilleurs	15	7	5
Chaudières avec foyer intérieur :			
Horizontales non tubulaires	1	1	2
Horizontales plus ou moins tubulaires	6	4	1
Récipients	4	2	2
Chaudières et appareils divers	3	1	»
Totaux	29	15	10

3° D'après les causes présumées (2):

Conditions défectueuses d'établissement :	
Construction, disposition, installation ou matières défectueuses	8
Conditions défectueuses d'entretien :	
Usure. — Fatigue ou amincissement du métal	4
Réparations non faites ou défectueuses	3
Mauvais emploi des appareils :	
Manque d'eau (suivi ou non d'alimentation intempestive)	8
Excès de pression	2
Autres imprudences ou négligences	10
Cause inconnue	2

(1) On n'a inscrit comme blessés que ceux qui ont eu au moins 20 jours d'incapacité de travail.
(2) Le nombre total des causes est supérieur à celui des accidents, parce que le même accident a quelquefois attribué à plusieurs causes reunies.

INISTÈRE DES

STATISTIQUE DES CHE STATISTIQUE

L'EXPLOITATION DES CHEM

ANVIER AU 31 DÉCEMBRE.				OBSERVATIONS.
PAR KILOMÈTRE.			exp	
...	Dépen...	Produit		

CHRONIQUE.

(Juillet 1883.)

N° 44

NOTE

SUR

LA DURÉE DE TRAVERSES NON IMPRÉGNÉES ET SUR L'USURE DES RAILS EN FER DE LA COMPAGNIE DU NORD-OUEST-AUTRICHIEN

Par M. BAUM, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Il résulte des chiffres publiés par la compagnie du Nord-Ouest autrichien, que dans la période des dix premières années de l'exploitation de son ancien réseau, de 1872 à 1881, toutes les traverses de ce réseau d'une longueur de 626 kilomètres, ont dû être renouvelées. Cette ligne avait été construite avec des traverses de bois tendre, non créosotées, et des rails en fer. Le nombre de ces traverses s'élevait à 429 000 en nombre rond, et après dix années d'exploitation un renouvellement intégral avait eu lieu. La proportion des traverses renouvelées à la fin de chaque année était :

Après la	1re	année	0,6	p. 100
—	2e	—	15	—
—	3e	—	42	—
—	4e	—	66	—
—	5e	—	82,5	—
—	6e	—	92	—

—	7°	—	96	—
—	8°	—	98	—
—	9°	—	98,5	—
—	10°	—	99,5	—

Le renouvellement a eu lieu en partie avec des traverses de sapin imprégnées au chlorure de zinc, en partie avec des traverses en chêne créosotées ou non, et l'on a constaté que le coefficient de renouvellement de ces traverses était de beaucoup inférieur à ceux indiqués plus haut. Ainsi sur les 27 800 traverses en sapin imprégnées au chlorure de zinc et employées au renouvellement en 1876, il n'y avait eu de mis au rebut à la fin de 1881 que 0,05 p. 100; en 1875, on avait posé 181 700 traverses en chêne non imprégnées, sur lesquelles 12,78 p. 100 avaient été renouvelées à la fin de 1881 ; de même sur les 73 656 traverses en chêne créosotées posées en 1877, aucune n'avait été renouvelée à la fin de 1881.

Si l'on ne tient compte que des rails en fer posés dans la voie courante et abstraction faite des voies de garage, le renouvellement en rails d'acier a atteint 52,5 p. 100 à la fin de 1881. Ce renouvellement dut être commencé sur les sections à fortes rampes de 10 à 15 millimètres, et devint assez important à partir de la quatrième année d'exploitation. Le coefficient de renouvellement de ces rails en fer est très variable, suivant la provenance des rails. Ainsi les rails en fer provenant d'une usine de Bohême n'ont donné lieu qu'à un renouvellement de 12 p. 100 du quantum initial après dix années d'exploitation, tandis que les rails en fer d'origine anglaise ont donné pour la même période de dix années, un coefficient de renouvellement de 66,5 p. 100. Les rails en fer fabriqués dans des usines d'Alsace, de Moravie et de Hongrie, ont été renouvelés dans des proportions variant de 23 à 56 p. 100.

Les rails en acier employés au renouvellement de 1874 à 1877 ont donné lieu jusqu'à la fin de 1881 à un coefficient de renouvellement variant de 0,43 p. 100 à 0,26 p. 100.

L'usure du champignon des rails en fer a atteint $1^{mm},53$ en alignement droit et sur un palier pour une circulation de 10 millions et demi de tonnes brutes. Cette usure est mesurée sur l'axe du rail. En courbe, sur la file extérieure des rails l'usure est de $0^{mm},90$.

Paris, en janvier 1883.

N° 45

NOTE

SUR

LA CONCURRENCE ENTRE LA NAVIGATION FLUVIALE ET LES CHEMINS DE FER EN ALLEMAGNE

Par M. BAUM, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Sur deux fleuves en Allemagne, l'Elbe et le Rhin, les compagnies de navigation et la batellerie soutiennent depuis quelques années la lutte contre les chemins de fer, et leur disputent avec succès, une notable partie du transport des marchandises.

Le trafic de l'Elbe, en particulier, a pris, dans ces derniers temps un grand développement; les transports en destination ou en provenance des ports hanséatiques qui se trouvent à l'embouchure de l'Elbe ont de plus en plus la tendance de suivre la voie fluviale.

Deux causes ont donné lieu à l'augmentation des transports effectués par la navigation : d'abord les prix très faibles perçus par la navigation, et qui sont notablement inférieurs à ceux que fait payer le chemin de fer; ensuite la création de sociétés de touage à vapeur. C'est surtout à cette deuxième cause qu'il convient d'attribuer les récentes augmentations du trafic fluvial; car le bas prix du transport par bateaux a existé de tout temps. Ces prix quelque faibles qu'ils fussent ne suffisaient pas pour amener à la navigation les transports de certaines catégories de marchandises, dont l'expédition, le transport et la livraison devaient être effectués avec célérité, à jour et à heure fixes. La navigation à vapeur et surtout le touage à vapeur ont permis de donner aux transports par eau toute la régularité et la célérité désirables; et aussitôt l'industrie et le commerce ont profité des taxes favorables de la navigation et font effectuer maintenant, par eau, des transports que jusqu'alors ils avaient remis au chemin de fer.

Les tarifs de la navigation de l'Elbe sont beaucoup plus faibles

que ceux perçus par le chemin de fer. Si l'on compare en effet les tarifs du chemin de fer à ceux des bateaux express ou des bateaux à marchandises, on trouve pour la relation Dresde-Hambourg, les taxes du tableau suivant, par 1000 kilogrammes :

ARTICLES.	TARIF par CHEMIN DE FER.	TARIF PAR BATEAUX	
		EXPRESS.	A MARCHANDISES.
	fr. c.	fr. c.	fr. c.
Céréales.	28,90	12,50	6,90
Café.	40,75	18,75	13,75
Vins.	40,75	18,75	13,15
Guano.	16,90	13,75	8,00
Denrées coloniales.	40,75	20,00	12,50
Soude.	28,90	13,75	10,65
Pétrole.	40,75	»	11,65
Harengs.	28,90	17,50	10,00
Fer brut.	15,90	12,50	7,50
Mélasse.	40,75	16,25	12,50

Ainsi le tarif par bateau express, ne dépasse guère que la moitié de la taxe par chemin de fer, tandis que le prix de transport par bateau à marchandises, n'atteint que le tiers du tarif du chemin de fer.

Quant au tonnage transporté, d'une part, par le chemin de fer et, d'autre part par la navigation de l'Elbe, tant à l'expédition qu'à l'arrivage, il s'est élevé pour Hambourg, aux chiffres suivants :

ANNÉES.	ENTRÉES PAR TERRE et PAR MER (tonnes).	EXPÉDITIONS ET ARRIVAGES			
		PAR CHEMIN DE FER		PAR LA NAVIGATION DE L'ELBE	
		tonnage.	p. 100.	tonnage.	p. 100.
moyenne. 1851-1860	1,597,783	132,080	8,3	205,205	12,7
1861-1870	2,354,371	270,497	11,5	308,337	13,1
1871-1875	3,586,727	541,221	15,1	327,409	9,0
1876-1880	4,789,311	1,111,845	23,2	624,609	13,0
1879	4,926,500	1,120,300	24,4	705,290	14,3
1880	5,546,040	1,289,596	23,3	824,541	14,4
1881	5,683,532	1,276,496	22,4	926,593	16,3

Il résulte des chiffres de ce tableau, qu'à partir de l'année 1879, la navigation de l'Elbe accuse une augmentation de ses transports en destination ou au départ de Hambourg.

L'augmentation est encore plus sensible, si on se rend compte de la valeur des marchandises en destination de Hambourg et transportées par le chemin de fer et par la navigation de l'Elbe.

ANNÉES.	VALEUR DES ENTRÉES A HAMBOURG	
	PAR CHEMIN DE FER.	PAR LA NAVIGATION DE L'ELBE.
	p. 100.	p. 100.
1879	34,8	7,9
1880	35,5	9,4
1881	34,5	11,2

La valeur des marchandises transportées par la navigation augmente plus rapidement que le tonnage de cette navigation. Cela tient à ce que l'industrie et le commerce ne se contentent plus de remettre à la navigation de l'Elbe des produits encombrants de peu de valeur, comme les pierres, les bois, les pommes de terre, mais confient même au bateau le transport des marchandises d'une assez grande valeur, comme les céréales et même les colis de détail.

Si l'on fait abstraction des entrées par mer dans le port de Hambourg, on constate que le tonnage de la navigation de l'Elbe représente 32,6 p. 100 du tonnage total des entrées par le chemin de fer et la navigation, et que la valeur de ces transports par eau atteint 23,6 p. 100 de la valeur totale des arrivages par la voie ferrée et la voie d'eau.

Le rôle de la navigation à vapeur va constamment en augmentant. En 1860, le tonnage des bateaux à vapeur ne représentait que 10,3 p. 100 du tonnage total de la batellerie; en 1881, ce tonnage s'élevait à 28 p. 100 du tonnage total. Il convient du reste d'ajouter que le chargement des bateaux, qui dans la période de 1861 à 1865 s'élevait à la descente à $80^t,9$, avait atteint en 1870, $97^t,5$, — en 1880, $118^t,1$, — et en 1881, $126^t,3$.

Il peut être intéressant de montrer comment, pour les diverses marchandises, se fait la répartition entre le chemin de fer et la navigation des expéditions faites en 1881 de Hambourg.

MARCHANDISES.	EXPÉDITIONS DE HAMBOURG en destination de la moyenne et haute Allemagne	
	PAR CHEMIN DE FER.	PAR LA NAVIGATION DE L'ELBE.
	tonnes.	tonnes.
Café	58,462	7,686
Riz	5,005	16,747
Céréales	33,949	135,174
Harengs	8,714	10,327
Beurre, graisses	13,901	7,209
Bois de teinture	6,241	21,153
Résines	1,880	24,446
Salpêtre	32,638	39,241
Soude	1,761	108,939
Drogueries	4,065	6,881
Fer brut	13,806	98,609
Houille	87,933	183,030
Peaux, cuirs	21,094	4,879
Guano et engrais	48,673	49,765
Huiles	4,771	12,405
Pétrole	13,515	91,606
Coton	18,515	10,867
Filés	17,094	17,316

Les chiffres de ce tableau montrent bien l'importance des tran ports effectués par la voie navigable qui devient un concurre très puissant de la voie ferrée.

Un fait analogue s'est produit sur le Rhin où la navigation a f dans ces dernières années des progrès très importants. Si l' considère, en effet, la ville de Mannheim, où commence à prop ment parler la navigation du Rhin et où convergent un gra nombre de lignes ferrées, on peut constater pour le trafic de ce ville dans ces dernières années une augmentation notable du to nage transporté par la navigation. Ainsi, en 1875, la part du tra total de Mannheim revenant à la navigation du Rhin s'élevait 39,24 p. 100, la part du chemin de fer étant de 60,76 p. 100 ; ta dis que la fraction du trafic total transportée, en 1881, par la vo du Rhin, atteignait 46,37 p. 100, la part du chemin de fer n'éta plus que de 53,63 p. 100.

La répartition entre la navigation et le chemin de fer des pr cipaux articles transportés est indiquée dans le tableau suiva pour les années 1875 et 1881 :

MARCHANDISES.	NAVIGATION DU RHIN		CHEMIN DE FER	
	1875.	1881.	1875.	1881.
	p. 100.	p. 100.	p. 100.	p. 100.
Farines	3,5	34,6	96,5	65,4
Café	41,3	71,1	58,7	28,9
Sucre raffiné	35,2	45,4	64,8	54,6
Houblon	16,0	9,6	84,0	90,4
Tabac	28,3	33,7	71,7	66,3
Vins	80,7	26,8	19,3	73,2
Alcools	43,9	50,3	56,1	49,7
Pétrole	21,3	61,2	78,7	38,8
Colza	50,9	58,8	49,1	41,2
Huile	70,4	60,3	29,6	39,7
Coton	44,9	49,8	55,1	50,2
Bois	74,2	70,3	25,8	29,7
Houille	50,4	68,7	49.6	31,3
Fer	57,5	58,7	42,5	41,3
Machines	13,7	24,2	86,3	75,8
Sel	89,0	97,7	11,0	2,3
Soude	22,6	55,5	77,4	44,5
Engrais artificiels	1,3	0,8	98,7	99,2
Sucre brut	16,8	7,4	83,2	92,6
Bière	2,8	0,8	97,2	99,2
Pierres	19,4	50,1	80,6	49,9
Ciment	39,5	22,4	60,5	77,6
Verre	3,4	8,0	96,6	92,0
Cuirs	55,5	93,0	44,7	7,0

Il résulte des chiffres contenus dans les tableaux qui précèlent que dans la lutte de la navigation contre le chemin de fer 'avantage, aussi bien sur l'Elbe que sur le Rhin, semble rester à a navigation et à la batellerie.

Paris, en avril 1883.

N° 46

La poudre des mineurs. — M. Michalowski, ingénieur à Montceau-les-Mines, est l'inventeur d'une nouvelle poudre, dite *poudre des mineurs* (Brevet du 1er mai 1882), et pour laquelle est déposée une demande en autorisation d'installer dans les environs de Saint-Étienne un établissement de fabrication. M. Barbier, capitaine d'artillerie, chargé de suivre les expériences faites en carrière et en galerie avec ce nouveau produit, a adressé à la *Société de l'Industrie minérale* la note suivante donnant le résumé des observations qui ont pu être faites sur ce nouvel explosif.

La poudre des mineurs se présente sous la forme de grains irréguliers, d'une couleur gris ardoisé rappelant assez exactement l'aspect du thé. Sa densité gravimétrique est faible, un peu plus de la moitié de celle de la poudre de mine. Mais cette légèreté ne constitue pas un défaut, grâce à l'extrême facilité avec laquelle elle se laisse comprimer et bourrer énergiquement, sans danger.

C'est une poudre *inexplosible*, c'est-à-dire fusant complètement sans qu'il y ait chance d'explosion, soit lorsqu'elle est en communication avec l'air extérieur, soit lorsque la résistance offerte par les parois du récipient où elle se trouve n'est pas très considérable. Dans une arme à feu, chargée et bourrée comme la poudre de chasse, elle fuse, *poussant* seulement la balle hors du canon. Bourrée plus énergiquement, elle fait éclater l'arme.

On a mis le feu à 12 kilogrammes de cette substance, contenus dans une caisse en bois à parois de 0m,04 d'épaisseur. La pression des gaz développée a crû assez lentement pour déclouer et soulever le couvercle. La combustion s'est achevée à l'air libre. Cette combustion est très lente. La poudre s'enflamme difficilement à l'air. On n'arrive pas à y mettre le feu avec l'étincelle du briquet. Dans une mine chargée, on provoque l'explosion avec la mèche ordinaire du mineur. Cette poudre ne peut donc détoner que dans certaines circonstances qui ne peuvent naître fortuitement.

En résumé, ce produit :

1° Peut se fabriquer sans aucun danger ni inconvénient;

2° Son transport se fait sans difficulté. Il ne craint ni la chaleur, ni le froid, ni les secousses du transport même le plus rude;

3° Il peut se conserver indéfiniment. Les agents atmosph-

riques n'agissent pas sur lui. Il peut même être mouillé à fond et reprendre ses qualités étant séché à nouveau ;

4° Sa force est comparable à celle de la dynamite ;

5° Il ne produit ni fumée, ni odeur désagréable, ni gaz nuisibles à la santé du mineur ;

6° Il a la propriété d'agir en profondeur et de déblayer généralement la roche jusqu'au fond du trou, contrairement à la dynamite qui, souvent, emporte la tête du trou et fissure seulement le massif, laissant à faire à l'ouvrier un travail considérable ;

7° On peut le comprimer aussi énergiquement qu'on le veut, au moyen d'un bourroir en cuivre, sans risques d'accidents ;

8° La charge des coups de mine s'exécute exactement de la même manière que pour la poudre noire. Il n'y a donc pas d'apprentissage pour les ouvriers mineurs.

Matériel roulant des chemins de fer français. — Le Ministère des Travaux Publics vient de faire le recensement des wagons et locomotives possédés par chaque compagnie de chemin de fer.

Les chemins de fer français comprennent tous ensemble :

1° Un nombre total de 6 893 locomotives dont 2 826 à voyageurs et 4 087 à marchandises ;

2° Un nombre total de 15 432 wagons à voyageurs, dont 3 208 de 1re classe, 5 315 de 2e classe, 6 909 de 3e classe ;

3° Un nombre total de 182 089 wagons à marchandises.

Voici, pour les *principales* compagnies, comment se répartissent les chiffres :

Nord. — 1 138 locomotives, 2 021 wagons de voyageurs, 33 971 wagons de marchandises.

Est. — 922 locomotives, 2 359 wagons de voyageurs, 22 401 wagons de marchandises.

Ouest. — 1 045 locomotives, 2 881 wagons de voyageurs, 17 465 wagons de marchandises.

Orléans. — 970 locomotives, 2 100 wagons de voyageurs, 20 433 wagons de marchandises.

Paris-Lyon-Méditerranée. — 1 960 locomotives, 2 489 wagons de voyageurs, 62 200 wagons de marchandises.

N° 47

BULLETIN BIBLIOGRAPHIQUE.

1882.

OUVRAGES ANGLAIS.

Besant (W. H.).— A Treastise on Hydromechanics., Part 1, Hydrostatics. 4th ed. Post 8vo. pp. 218. 5.

Traité de mécanique hydraulique.

Buckmaster (J. C.) and Villes (J. J.). — The Elementary Principles of Scientific Agriculture, 12mo, pp. 212, cloth 1s, 6d.

Principes élémentaires de l'agriculture scientifique.

Colyer (F.). — Pumps and Pumping Machinery. London, 1882, 8°. 120 pp. 15 m.

Pompes et machines qui s'y rattachent.

Drinker (H. S.). — Tunnelling Explosive Compounds and Rock Drills. 2nd ed., Revised and Enlarged. Illustrated. 4to, halt-mor., pp, 1 200. New-York. 10s.

Mélanges explosifs pour le percement des tunnels et perforatrices.

Faraday (M.). — Expérimental Researches in Electricity. 3 vols. (Fascimile Reprint.). London, 1882, 8°. 57 m.

Recherches expérimentales sur l'électricité.

Foster (R.). — The Taxation of the Elevated Railroads in the City of New-York. 8vo, sd, pp. 61. New-York, 1/6.

Les taxes sur les chemins de fer aériens de la ville de New-York.

JACKSON (L. d'A.). — Hydraulic Manual : consisting of Working Tables and Explanatory Text. Intended as a Guide in Hydraulic Calculations and Field Operations. 4th edit. re-written and enlarged. Post 8vo. pp. 496, 16s.

Manuel d'hydraulique.

JOHNSTON (J. F. W.) and Cameron (C. A.). — Elements of Agricultural Chemistry and Geology, 13th edit. 12mo. pp. 516. 6s, 6d.

Eléments de Chimie agricole et de géologie.

LOCKWOOD (T. D.). — Pratical information for Telephonists. By T. D. Lockwood, Electrician, American Bell Telephone Company. 16mo, cloth, price 5s.

Renseignements pratiques pour les téléphonistes.

MINCHIN (G. M.). — Uniplanar Kinematics of Solids and Fluids. With applications to the Distribution and Flow of Electricity. London, 1882. 8°. 252 pp. 9m.

Cinématique uniplanaire des solides et des fluides.

PERRY (J.). — Pratical Mechanics. London, 1883. 12°. 270 pp. With Illustr. 4m. 20d.

Mécanique pratique.

ROBERT (H. Thurston). — The Materials of Engineering. In three Parts. Part 1, Non-Métallic Materials : Stone, Timber, Fuels, Lubricants, etc. By Robert H. Thurston, A. M., C. E. 8vo, cloth, Illustrated, price 18s,

Les matériaux employés par les ingénieurs, en trois parties. 1re Partie les matériaux non métalliques.

SWINDEL (J. G.). and BURNELL (G. R.). — Rudimentary Treatise on Wells and Well Sinking. Revised ed., with a New Appendix on the Qualities of Water, 12mo, pp. 106. Crosby Lockwood, 2/.

Traité élémentaire sur les puits et leur fonçage.

THOMAS (P. Treglohan). — Head Master St.-James's Science and Art Schools, Keyham, Devonport. Magnetism. pp. 70, with 49 Figures engraved on wood. Fep. 8vo. price 8d. cloth.

Magnétisme.

URQUHART (J. W.). — Electric Light : Its Production and Use. 2nd ed., carefully revised with large additions. Post 8vo pp. 346. Crosby Lachwood. 1/6.

Lumière électrique, sa production et son emploi.

WILLIAMS (F. S.). — Our Iron Roads : Their History, Constructions and Administration. With numerous Illustrations. 2nd ed., revised. 8vo, pp. 536. Bemrose 12/.

Nos chemins de fer, leur histoire, leur construction et leur administration.

OUVRAGES ALLEMANDS.

BECKER (M.). — Handbuch der Ingenieur-Wissenschaft. 5 Bd Ausgeführte Constructionen d. Ingenieurs. 7. u. 8. (Schluss-)Heft. Mit Atlas in Fol. Leipzig, Baumgärtner.

Manuel de la Science de l'ingénieur.

FRANZIUS. — Projekt zur Korrektion der Unterwser. Von der Reichs-Kommission festgestellt, 4. Leipzig, Engelmann. 13.

Projet de rectification du Weser inférieur.

GRASHOF (F.). — Theoretische Maschinenlehre, II. Bd. Getriebe. — Mechanische Messinstrumente. Mit in den Text gedr. Holzschn. 4. Lfg. Hamburg, 1882. Voss. 8°. XII u. p. 577—873. 6m. 60 d.

Science théorique des machines. 2e volume.

HAEUSSLER (J. W.). — Beiträge zur mechanischen Wärmetheorie, insbesondere die mathematische Behandlung der von der Wärme geleisteten inneren Arbeiten. Leipzig, 1882. Teubner. 8°. 76 pp. 1m. 28 d.

Contribution à la théorie mécanique de la chaleur et en particulier à l'Étude mathématique des travaux intérieurs produits par la chaleur.

HELMHOLTZ (H.). — Wissenshaftliche Abhandlungen. I. Bd. 2. Abth. u. II. Bd. I. Abth. Leipzig, 1882. Barth. 8°. p. 321—938, IV, 480 pp. 24m. S. 1881 Nr. 3524.

Mémoires scientifiques. 1er vol., 2e partie et 2e volume, 1re partie.

JACOBI'S (C. G. J.). Gesammelte Werke. 2. Bd. Hrsg. v. K. Weierstrass. 4. Berlin, G. Reimer. 17.

Œuvres complètes. 2e volume.

KÖNIGSBERGER (Leo). — Allgemeine Untersuchungen aus der Theorie der Differentialgleichungen. Leipzig, 1882. Teubner. 8°. XII, 246 pp. 8m.

Recherches générales sur la théorie des Équations différentielles.

Mittag Leffler — Acta mathematica. Zeitschrift, hrsg. v. G. Mittag-Leffler. I. Bd. 4. hfte. Stockholm. (Berlin, Mayer et Müller.) 12.

Acta mathematica. Journal des Sciences pures.

Stefanovic (V. Vilovo, J. Ritter). — Ungarns Stromregulirungen. Wien, Hartleben. 5.

Régularisation des fleuves de la Hongrie.

Thomsen (J.). — Thermochemische Untersuchungen. 2. Bd. Métalloide. Leipzig, Barth. 12.

Recherches thermochimiques.

Uhland (W. H.). — Die Woolf'schen und Compound-Dampfmaschinen. Eine Darstellung der Entwickelung, Fortschritte und Konstruktionsprinzipien dieser Systeme. Mit 57 Textfig. und einem Atlas von 18 Taf. Konstruktionszeichungen in Photolith. II. Abth. Leipzig, 1882. Knapp. 4°. III. u. p. 33—63. Mit 1 Tab. u. 10 Taf. 6m.

Machines à vapeur Wooff et Compound.

OUVRAGES ITALIENS ET ESPAGNOLS.

Allievi (L.). — Equilibrio interno delle pile metalliche secondo le leggi della deformazione elastica. Roma, E. Loescher (tip. Salviucci), 1882. in-4. pag. 119 di testo, con atlante di 7 tavole. — L. 5.

L'équilibre intérieur des piles métalliques d'après les lois de la déformation élastique.

Bianchini (prof. Edoardo). — Delle oscillazioni del suolo sulle coste di Creta. Roma, tip. Forzani e C. in-8. p. 18.

Des oscillations du sol sur les côtes de la Crête.

Cavallero (ing. Agostino). — Le macchine a vapore, il materiale e l'esercizio tecnico delle strade ferrate : Termodinamica Aerodinamica. Testo, con 102 fig., e atlante di 35 tavole. Torino, tip. Camilla e Bertolero. in-8 gr. pag. XXIV-705. — L. 20.

Les machines à vapeur, le matériel et l'exploitation technique des voies ferrées.

CRUGNOLA (Gaetano). — Sui muri di sostegno e sulle traverse de serbatoi d'acqua. Torino, A. F. Negro tip.-edit., 1882. in-8. pag. 371, con un atlante di 34 tav. — L. 15.

Monografie tecniche attinenti all' ingegneria.

Sur les murs de soutenement et les digues de réservoirs d'eau.

CURO (ing. Antonio). — Materiali per l'altimetria italiana; fasc. 1°. Contribuzione all' ipsometria della provincia di Bergamo. Torino, tip. Bona. in-8. pag. 24, L. 1. — Trovasi vendibile resso, il libraio Loescher, Torino.

Dal Cosmos di Guido Cora, vol. VI (1880-81).

Matériaux pour l'altimétrie italienne. Contribution à l'ipsométrie de la province de Bergame.

DEBENEDETTI (avv. Marco). — Di alcuni punti controversi in tema di Diritto ferroviario. Roma, tip. eredi Botta. in-8. p. 99. — L. 3.

De quelques points de droit en discussion relativement aux chemins de fer.

FALANGOLA (Federico), cap. del genio. Esperienze sulla resistenza alla flessione dei materiali da costruzione intraprese in Alessandria. Roma, tip. Voghera, 1882. in-8. pag. 118, con 4 tav.

Dal Giornale d'artiglieria e genio, p. 2ª, 1882.

Expériences sur la résistance des matériaux de construction à la flexion, entreprises à Alexandrie.

FASCE (Giovanni), cap. d'artiglieria. Degli ultimi perfezionamenti nella metallurgia dell' acciaio. Roma, tip. Voghera, 1882. in-16. pag. 32, con tavola.

Dal Giornale d'artiglieria e genio, p. 2ª, 1882.

Les derniers perfectionnements dans la métallurgie de l'acier.

FERRI (ing. G.). — Sulle arginature dei fiumi e loro rapporto alle piene, rotte, inondazioni e disastri alluvionali. Genova, tip. della Gioventù, 1882. in-8. pag. 55.

Sur l'endiguement des fleuves.

FRANCO (P.). — Elementi di mineralogia e geologia ad uso delle scuole per gli ingegneri e degl' Istituti tecnici. Napoli, B. Pellerano edit. (stab. tip. dell' Unione). in-8. pag. 367, con 103 fig. interc. nel testo. — L. 5.

Éléments de minéralogie et de géologie.

GUIDI (ing. Camillo). — Del calcolo grafico dei movimenti della terra : nota. Torino, tip. Salesiana, 1882. in-8. pag. 8.

Dagli Atti della Società degli ingegneri ed industriali di Torino.

Du calcul graphique des mouvements de terre.

GUSCETTI (ing. Federico). — Navigazione fluviale a vapore interna, ossia, Utilizzazione dei corsi d' acqua. Milano tip. Maglia, 1882. in-8 gr. pag. 32. — L. o 50.

Navigation fluviale à vapeur, ou utilisation des cours d'eau.

INVERNIZZI (G. B.). — Gli agenti efficaci per risanare e ripopolare le regioni malariche : brevi cenni. Roma, stab. tip. italiano diretto da L. Perelli. in-8. pag. 64.

Les agents efficaces pour assainir et repeupler les régions où règne la malaria.

KELLER (Antonio). — I progressi della statica agraria e l' agricoltura in Italia : memoria. Padova. tip. G. B. Randi, 1882. in-8. pag. 39.

Les progrès de la statique agraire et de l'agriculture en Italie.

LOCARNI (Gius.). — Progetto di porto marittimo nella rada di Vado presso Savona : relazione, ecc. Torino, tip. dell'Unione tipogr.-edit., 1882. in-8. p. 14.

Projet de port maritime dans la rade de Vado près Savona.

MINISTERO dei lavori pubblici; Direzione generale delle opere idrauliche. Rilievi, osservazioni ed esperienze sul fiume Tevere. Roma, tip. eredi Botta. in-8 gr. p. 742.

Ministère des Travaux Publics. Direction générale des travaux hydrauliques. Relevés, observations et exépériences sur le Tibre.

MURNIGOTTI (ing. Giuseppe). — Nuovo sistema di diaframmi e fondazioni da adoperarsi principalmente nelle costruzioni idrauliche : lettera. Bergamo. tip. Gaffuri e Gatti. in-8. pag. 22, con 2 tav.

Nouveau système de diaphragmes et de fondations à adopter principalement dans les constructions hydrauliques.

PASTURA (prof. Gio.). — Sulla esistenza di un valore economico-tipo atto a funzionare come misura di ogni altro valore di cosa

cambiabile; nuova teoria di scienza economica : proposta Roma, tip. Forzani e C., 1882. in-8. pag. 15.

Sur l'existence d'une valeur économique-type propre à servir de mesure à toute autre valeur de choses échangeables.

Rowland (Enrico A.). — Relazione critica sulle varie determinazioni dell' equivalente meccanico della caloria : opera premiata dal R. Istituto veneto di scienze, ecc., e tradotta dall' inglese per cura dell' Istituto stesso. Venezia, tip. Antonelli, 1882. in-8. pag. 120.

Appendice al tomo VII della serie V degli Atti del R. Istituto.

Rapport critique sur les différentes déterminations de l'équivalent mécanique de la chaleur.

Sanna (Edoardo). — Progetto di un motore idraulico e relativa derivazione d' acqua : tema di laurea. Palermo, tip. del Giornale di Sicilia, 1882. in-8 gr. pag. 15, con una tav.

Projet d'un moteur hydraulique et de la dérivation d'eau à ce nécessaire.

Serpiori (A.). — Il potenziale elettrico nell' insegnamento elementare della elettrostatica. La moderna teoria dei fenomeni elettrici. Milano, 1882. 8°. X, 171 pp.

Le potentiel électrique dans l'enseignement élémentaire de l'électrostatique.

Uzielli (prof. E.). — Le acque e la loro azione nella vallata del Po. Roma, stab. G. Civelli, 1882. in-8. pag. 23.

Les eaux et leur action dans la vallée du Pô.

Westerman (ing. I. A.). — Dock « Westermann ». Genova. tip. Sordo-Muti, 1882. in-8 gr. pag. 7, con una tavola.

Le dock Westermann.

Zakowsky (Ernesto). — Degli estintori in generale, ed in particolare del mata-fuegos : memoria, ecc. Venezia, tip. dell' Istituto Coletti, 1882. in-16. pag. 20.

Des extincteurs en général et en particulier du matas-fuegos.

N° 48

FUNÉRAILLES

DE

M. DE LA GOURNERIE

MEMBRE DE L'ACADÉMIE (*)

le vendredi 29 juin 1883.

DISCOURS

DE M. J. BERTRAND

SECRÉTAIRE PERPÉTUEL.

MESSIEURS,

Jules Maillard de la Gournerie, Membre libre de l'Académie des Sciences, Inspecteur général des Ponts et Chaussées, Professeur à l'École Polytechnique et au Conservatoire des Arts et Métiers, a eu, dès le début de sa carrière, l'heureuse fortune de mériter, par ses premiers travaux, la confiance, l'estime et l'amitié des chefs les plus éminents de son corps.

Chargé, sous les ordres de Léonce Reynaud, de construire le phare de Bréhat sur le rocher des Héaux, découvert seulement à marée basse, il devint géomètre par devoir ; imaginant en artiste ses surfaces de pierre, l'habile architecte qui était son chef faisait naître par leur rencontre des courbes gracieuses et nouvelles. Exercé aux

(*) *Nota.* Le corps ayant été transporté à Donges (Loire-Inférieure), ce discours n'a pas été prononcé sur la tombe.

épures classiques, le jeune aspirant n'y trouvait rien à imiter : à des problèmes nouveaux il fallait des méthodes nouvelles. La Gournerie accepta la tâche : sans conseil, sans aide, sans ralentir les travaux, il prépara pour chaque contremaître, en temps utile et en vraie grandeur, la description géométrique de la pierre qu'il devait tailler.

Signalé par ce premier succès, le jeune Ingénieur eut à exécuter au port du Croisic une digue exposée à la mer sur une longueur de 860 mètres. Reprenant une idée ancienne de Coulomb, il sut se montrer assez original dans l'exécution, assez inventif dans sa lutte contre les efforts de la mer, assez judicieux dans le compte rendu de ses travaux, pour mériter la plus haute approbation de l'Académie et obtenir une médaille d'or décernée par les souscripteurs des *Annales des Ponts et Chaussées*.

Aux travaux du Croisic succédèrent ceux de Saint-Nazaire ; la création du bassin à flot est l'œuvre capitale de la Gournerie comme Ingénieur. Les habitants de cette ville, transformée et enrichie, associent encore aujourd'hui, dans un même souvenir reconnaissant, le nom de Jules de la Gournerie à celui de son chef éminent, Jégou d'Herbeline.

Lorsque en 1849, la chaire de Géométrie descriptive devint vacante à l'École Polytechnique, Léonce Reynaud, membre du Conseil d'instruction, se souvint du jeune collaborateur de Bréhat qui maniait si habilement, au sortir de l'École, les méthodes qu'on n'y enseignait pas. Il pouvait répondre de sa science. La Gournerie seul en savait les lacunes ; il accepta cependant, mais avec hésitation, des fonctions pour lui si nouvelles. C'était un changement de carrière : ne transigeant jamais avec un devoir, le jeune professeur voulut, dans l'intérêt même de s élèves, joindre dans sa chaire, au souvenir de la traditi polytechnique et à l'expérience de l'Ingénieur, l'autori incontestée du savant. Ses études, ses travaux et ses décor

vertes géométriques ne devaient désormais cesser qu'avec sa vie.

Préoccupé de l'art de l'Ingénieur, c'est sur des problèmes relatifs aux constructions qu'il voulut s'exercer d'abord. Ses études persévérantes sur les arches biaises resteront un modèle de savoir, de sentiment exact des besoins de la pratique et d'une érudition attentive à rendre à tous complète justice. Il y joint à d'élégants théorèmes, dignes de l'attention des géomètres, des règles précises et d'utiles conseils. La reconnaissance des Ingénieurs, pour la seconde fois, a décerné une médaille d'or à l'auteur de ce travail qui a enrichi leurs *Annales*.

Lorsque la confiance du Conseil de l'École Polytechnique chargea la Gournerie du cours de Géométrie, la science du jeune Ingénieur sur la perspective, qu'il devait enseigner, se bornait au souvenir un peu effacé des dix ou douze leçons reçues à l'École. La Gournerie aurait pu aisément les retrouver et les reproduire, mais il n'était pas homme à mesurer ses études aux besoins rigoureux de son enseignement. Il voulut s'élever plus haut et connaître les traditions des artistes pour les comprendre et les juger. Ses persévérantes études, appréciées et mises chaque année à profit par les professeurs de l'École des Beaux-Arts, forment peut-être la partie la plus originale de son œuvre et la plus digne de conserver, dans l'histoire de la Science, le souvenir d'une carrière si bien remplie.

La Science n'est pas toujours la compagne de l'art, les peintres en conviennent volontiers et comptent sur leurs yeux et sur leurs souvenirs, plus que sur un tracé géométrique, pour placer, en composant un tableau, chaque détail à sa place véritable ; observateur curieux des chefs-d'œuvre consacrés par l'admiration, la Gournerie, appliquant la règle et le compas sur les plus précieuses gravures, osa prendre les plus grands maîtres en flagrant

délit d'erreur géométrique; sans grande irrévérence, on pouvait le prévoir. Notre confrère ne s'en tint pas là ; il corrigea les fautes et s'aperçut qu'en pliant le dessin à la Géométrie il en diminuait la force et la grâce ; les épures plus d'une fois lui donnèrent des contours inadmissibles. La pratique des artistes, en dépit du verdict de la Science, était donc judicieuse et sans reproche. C'est avec raison qu'ils refusent de condamner le spectateur d'un tableau à se fixer en fermant un œil au véritable et seul point de vue ; pour que la perspective soit de ce point parfaite, il importe cependant qu'elle ne devienne pas choquante en un autre. L'étude scientifique de ces concessions nécessaires de la Science faisait l'originalité des leçons de la Gournerie : elle est un des grands mérites du beau livre qui les résume.

La Gournerie plus d'une fois, s'affranchissant des applications, s'est exercé à la Géométrie pure. Ses études sur les surfaces réglées tétraédrales, sur les lignes spiriques et sur les singularités des courbes planes, ont attiré l'attention des géomètres et provoqué leurs recherches. L'un des plus illustres de ce siècle, M. Cayley, a enrichi de notes précieuses les principaux ouvrages géométriques de M. de la Gournerie, et si l'on me permet d'emprunter ici au *Journal des Savants* quelques lignes dont notre excellent confrère a bien voulu se dire reconnaissant, j'ajouterai que les intéressantes remarques de M. Cayley, placées à la fin de chaque Mémoire de M. de la Gournerie, ont été à la fois un ornement pour son livre et, pour notre savant compatriote, le témoignage non moins précieux que dignement mérité de l'estime particulière du grand géomètre.

La Gournerie avait le juste sentiment de sa valeur et des services rendus pendant sa longue et active carrière ; mais, n'ayant jamais pris la parole devant l'Académie, il se croyait peu connu d'elle. Sans cacher à ses amis le prix

qu'il attacherait au titre de membre de l'Institut, il hésitait à poser sa candidature. Sa santé chancelante lui conseillait la retraite : il songeait à se retirer en Bretagne où l'appelaient des souvenirs d'enfance et ses intérêts de famille. Quand la Commission chargée par vous, en 1873, de préparer une élection, fit vers lui, par une exception bien rare, une démarche reçue avec autant de reconnaissance que d'étonnement, il hésita quelques jours et, changeant ses plans d'avenir, il offrit à l'Académie et à la Science tout ce qui lui restait d'activité et de force.

Vous avez pu, depuis dix ans, le connaître et l'apprécier. Excellent ami, esprit élevé, toujours bienveillant et toujours juste, chez ses confrères de l'Institut comme chez ses collègues du haut enseignement et ses camarades des Ponts et Chaussées, il laissera de longs regrets et un ineffaçable souvenir.

N° 49

DÉTERMINATION PRÉCISE

DE LA

STABILITÉ DES MURS DE SOUTÈNEMENT

ET DE LA POUSSÉE DES TERRES

Par M. A. GOBIN, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

INTRODUCTION.

La théorie de la poussée des terres et de la stabilité des murs de soutènement est encore très obscure et l'abondance des systèmes proposés suffirait à montrer combien le sujet est susceptible d'interprétations diverses. Coulomb, de Prony, Français, Poncelet, le colonel Curie et plus récemment Maurice Lévy, Considère, Rankine et Boussinesq ont successivement traité cette question, les uns en admettant que la poussée des terres est perpendiculaire à la face intérieure du mur, les autres, qu'elle est parallèle au plan du talus limitant le massif à sa partie supérieure. C'est la théorie de Coulomb, complétée par Poncelet, que Bélanger, Bresse et Collignon ont adoptée dans leurs traités de mécanique, tandis que la théorie de Rankine, qui se rattache par un lien étroit au principe de la moindre résistance, a ouvert la voie à une série de travaux basés sur le même principe.

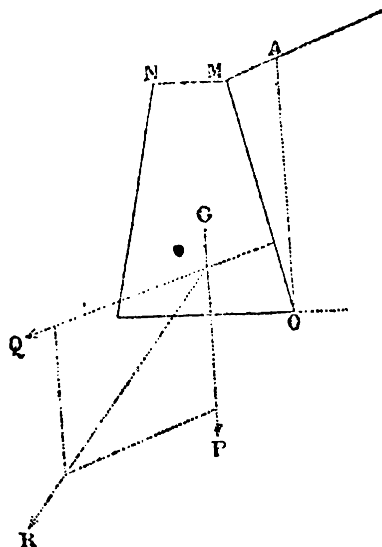
Cette incertitude dans les résultats obtenus rend difficile

le choix de la meilleure solution à adopter; la complication même des formules et procédés est un obstacle à leur application pratique; c'est ce qui nous a conduit, depuis longtemps, à étudier cette question pour trouver une règle simple qui puisse nous guider dans la rédaction de nos projets. C'est aussi ce qu'a fait notre collègue, M. de Lagrené, qui a publié le résultat de ses recherches dans le volume de décembre des *Annales des Ponts et Chaussées* de 1881.

Le point de départ, la base du système de M. de Lagrené, est le principe suivant qu'il emprunte à Rankine et auquel il donne la désignation de théorème n° 1 :

« Dans un massif de terre indéfini, limité à la partie
« supérieure par un plan unique faisant un angle θ avec
« l'horizon, la pression totale sur un plan vertical quel-
« conque OA normal à la ligne de plus grande pente du
« plan supérieur, est parallèle à ce dernier, et fait par
« conséquent un angle θ avec l'horizon (*fig.* 1). »

Fig. 1.



« Ce théorème est presque évident; il se déduit d'ail-
« leurs d'une démonstration générale donnée par Rankine
« et par M. Boussinesq. »

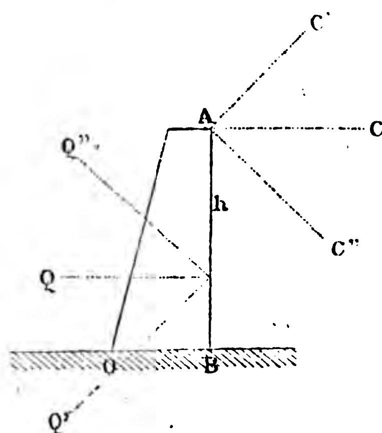
(*Annales des Ponts et Chaussées* 1874, t. VIII, p. 171.)

Ce théorème étant en contradiction avec le résultat de nos propres recherches, nous avons repris l'étude de la question. La solution à laquelle nous arrivons étant en parfait accord avec les faits observés et avec l'expérience très curieuse du général Ardant, nous avons pensé qu'il y aurait peut-être quelque intérêt à la faire connaître. Tel est le but de la présente note.

Établissons d'abord l'inexactitude du théorème n° 1 cité ci-dessus.

Considérons un mur à face intérieure verticale $AB = h$ (*fig.* 2) soutenant un massif de terre arasé horizontalement

Fig. 2.



au niveau du couronnement du mur par le plan AC. La plupart des auteurs sont d'accord pour reconnaître que, dans ce cas particulier, la poussée Q est horizontale. Rankine et de Lagrené l'admettent aussi; on peut, du reste, le

démontrer directement comme nous le ferons tout à l'heure. Cette poussée passe, comme on le sait, au tiers de la hauteur du mur à partir de la base; son moment, par rapport à l'arête de rotation O, est $Q \frac{h}{3}$. Le mur tombera par rotation si le moment de son poids, par rapport à la même arête, n'est pas plus grand que $Q \frac{h}{3}$. Par hypothèse, nous supposons le mur construit en matière très légère pour avoir en OB une base d'appui large, tout en réalisant la condition ci-dessus $Q \frac{h}{3} >$ que le moment du poids du mur.

Le mur tombera par rotation autour de l'arête O.

Maintenant, augmentons le volume du massif de manière à le limiter par un talus AC'; la masse de terre qui tend tomber et que retient le mur étant plus grande, celui-ci aura évidemment une plus grande tendance au renversement et s'il tombe dans le premier cas, à plus forte raison tombera-t-il dans le second. Cela est d'une évidence matérielle. Cependant, si cette poussée reste parallèle au plan supérieur AC', comme la théorie de Rankine le veut ainsi que celle de Poncelet, il arrivera un moment où elle viendra couper la base du mur à droite du point O, comme nous l'avons représenté sur la figure 2, et alors le mur n'a plus aucune tendance à tourner du côté du vide; il est, au contraire, appuyé sur sa base et se tiendra debout, indépendamment même de l'action de son poids. On arrive ainsi à une conclusion tout à fait absurde et contraire aux faits les plus évidents.

Si le plan supérieur, au lieu de s'élever à partir de A, s'abaissait de manière à diminuer le volume du massif et devenait AC'', la poussée, d'après la même théorie poussée à son extrême limite, devrait être Q'' qui ferait tomber plus sûrement le mur que Q et donnerait une composante

qui tendrait à soulever le mur, résultat encore plus absurde.

La conclusion est que M. de Lagrené se trompe avec Rankine et que si le théorème n° 1, déduit de la théorie de ce dernier, est absolument faux, la théorie elle-même ne doit pas être plus exacte. Cela tient certainement à ce que la théorie de Rankine est fondée sur la distribution des pressions dans un massif granuleux formant un liquide incomplet qui soit partout à la limite de résistance. Or, pour le seul cas où cette hypothèse est admissible avec un peu de probabilité, c'est-à-dire pour un massif profilé suivant l'inclinaison du talus naturel, elle donne une poussée parallèle au talus (comme l'avait admis Poncelet), ce qui est contraire à la réalité, comme nous l'avons démontré.

Cela établi, exposons notre théorie.

CHAPITRE PREMIER.

§ 1. — HYPOTHÈSE SUR LA CONSTITUTION DU MASSIF SOUTENU.

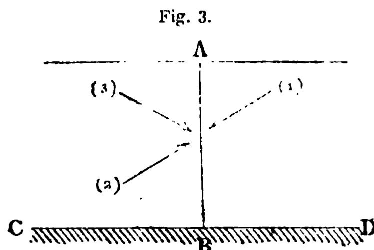
Un massif de terre soutenu par un mur peut être composé de bien des manières différentes; ainsi les couches peuvent être formées de matériaux de densité différente et être plus ou moins pilonées et tassées. Ces variations dans la densité et le degré de compression des diverses parties du massif font évidemment varier un peu la poussée et on comprend qu'il soit difficile sinon impossible d'en tenir compte dans le calcul. Nous supposerons donc que le massif considéré se compose d'un remblai homogène et amené au même degré de compression par un pilonement préalable ou par le tassement naturel; la densité sera donc partout la même. Dans la pratique, ces conditions sont généralement remplies et si elles ne l'étaient pas, on pourrait toujours, en prenant une densité moyenne convenablement choisie, se placer dans des circonstances

très voisines de celles du cas considéré, tout en satisfaisant à la condition d'homogénéité sur laquelle nous nous appuyons.

Conséquences de cette hypothèse.

Cette hypothèse nous conduit immédiatement à la détermination de la direction de la poussée dans le cas d'un massif de terre limité à sa partie supérieure par un plan horizontal et reposant sur un autre plan horizontal indéfini CD, rocher ou massif de terre de forme invariable (*fig.* 3).

Fig. 3.



Dans un tel massif, la pression exercée sur un plan vertical AB infiniment mince, par chacun des deux massifs latéraux, a une résultante qui est horizontale.

En effet, il est évident que le plan d'appui indéfini CD ne supporte que le poids du massif uniformément réparti et ne donne, par conséquent, que des réactions verticales; de plus, les deux massifs partiels étant identiques et symétriques, la poussée qu'ils exercent contre le plan AB doit donner deux forces égales et symétriques qui doivent de plus être opposées puisque les deux massifs se font équilibre et que le plan d'appui inférieur ne supporte pas autre chose que le poids même du massif.

Ces conditions ne peuvent être réalisées que si la poussée de ces massifs est horizontale. En effet, si la poussée du massif de droite contre AB est oblique, telle que la flèche (1),

celle du massif de gauche qui doit lui être égale et directement opposée sera la flèche (2); or, à cause de la symétrie, cette poussée devrait être aussi représentée par la flèche (3), ce qui est impossible. Donc cette poussée est horizontale.

Il convient de remarquer que cette conséquence est également vraie pour un massif non homogène composé de couches horizontales ayant chacune une épaisseur constante, mais pouvant être de densités différentes.

Application. — Sans rien changer au massif de droite, nous pouvons supposer que le massif de gauche ait toutes ses molécules maintenues invariablement dans la même position et se comporte, par conséquent, comme un bloc solidifié dont la réaction sur le massif de droite (réaction égale et directement opposée à l'action du massif de droite) sera identique à l'action qu'exerçaient les molécules de ce bloc lorsqu'elles étaient libres; rien ne sera donc changé dans les forces qui agissent sur le plan AB; ce plan recevra du massif de terre situé à droite la même poussée que dans le premier cas et réagira par une force égale et directement opposée. Nous pouvons donc dire que si nous remplaçons le massif de gauche par un mur de soutènement suffisamment épais dont le parement se confonde avec le plan vertical AB, la poussée du massif de terre soutenu sera horizontale.

On peut dire aussi que si une tranche du massif comprise entre deux plans verticaux parallèles était pressée de part et d'autre de ces plans par des poussées obliques, chacune de ces poussées pourrait se décomposer en deux forces : l'une horizontale et l'autre verticale. Les deux forces horizontales symétriques se feraient équilibre tandis que les deux composantes verticales s'ajouteraient au poids de la tranche et donneraient sur la base d'appui du massif une pression verticale supérieure à celle résultant du poids propre de la tranche. Comme ce raisonnement peut s'ap-

pliquer à une série de tranches consécutives parallèles, on voit que le plan horizontal soutenant le massif aurait à supporter un poids supérieur à celui des terres, ce qui est évidemment absurde.

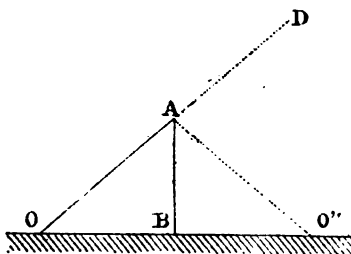
Cette détermination de la direction de la poussée a une grande importance, car elle nous permettra de trouver exactement la valeur de cette poussée dans le cas d'un mur à parement intérieur vertical soutenant un terre-plein.

Nous dirons plus loin comment nous trouvons la poussée dans les autres cas.

Ces considérations théoriques ont été vérifiées par nous par des expériences directes que nous décrivons dans le § 3 du chapitre III de ce mémoire.

Remarque. — Un massif de terre horizontal, limité latéralement par un plan vertical AB (*fig.* 4), peut être main-

Fig. 4.



tenu en équilibre non seulement par un massif symétrique, mais aussi par un simple massif triangulaire limité du côté opposé à la face verticale de contact par le talus naturel AO. Ce massif triangulaire maintiendrait en équilibre un massif symétrique ABO′ ou tout autre massif dont la seconde face serait située dans l'angle O′AD, la ligne AD étant le prolongement du talus naturel AO. Dans ces divers cas, le massif ABO supporte des poussées qui sont de plus en plus grandes à mesure que l'angle BAO′ va en s'ouvrant

davantage et, à la limite, lorsque le massif est terminé par AD supposé d'une longueur indéfinie, la poussée atteint son maximum ; ce prisme OBA se comporte comme le ferait un coin serré entre les deux faces OB et AB par des efforts croissants ; ces efforts composés avec le poids du coin donnent sur OB une résultante qui ne fait jamais avec la normale un angle supérieur à l'angle de frottement, puisque le talus OA ne s'éboule pas.

§ 2. — NOTATION.

Dans le but de faciliter la lecture du mémoire sans avoir constamment les figures sous les yeux, nous avons toujours désigné les mêmes parties par les mêmes lettres. Ainsi A est toujours l'arête supérieure du parement intérieur du mur, B la base de ce parement, O le pied du parement extérieur du mur, J l'arête extérieure du mur, celle qu'on jalonne lorsque l'on trace l'emplacement du mur, AC sera la face supérieure, horizontale ou inclinée, des terres soutenues, C le point d'intersection de cette face avec le talus naturel des terres passant par la base du mur, BF le plan limitant le prisme de plus grande poussée, $OB = b$ sera la base, h la hauteur.

Comme nous examinons des cas nombreux, pour éviter toute confusion, nous donnerons à la poussée Q l'un des indices f, s, t, c, suivant qu'elle s'appliquera au cas d'un mur avec *fruit* intérieur, ou d'un mur en *surplomb*, ou d'un massif de terre avec *talus* supérieur, ou d'un mur avec *charge* supplémentaire ou surcharge, réservant la lettre Q sans indice au cas le plus simple, celui d'un mur avec parement vertical soutenant un terre-plein horizontal.

Le poids du mur par mètre courant sera désigné par π, celui du prisme de terre poussant le mur par P, d sera la densité ou le poids du mètre cube de terre.

Nous considérerons toujours le mur et le massif soutenu

comme ayant une longueur égale à 1 mètre, en sorte que les surfaces des sections des figures représenteront les volumes en mètres cubes des masses correspondantes.

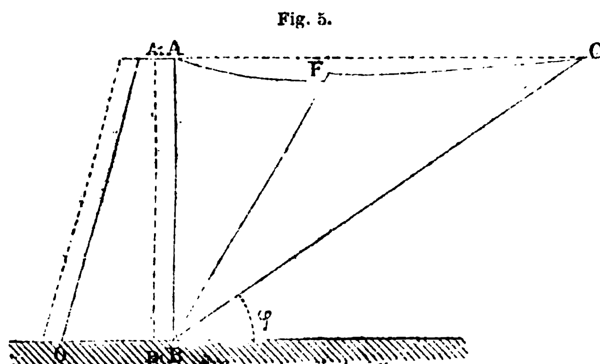
PREMIER CAS.

Terre-plein horizontal soutenu par un mur à parement vertical.

§ 3. — DÉTERMINATION DU PLAN DE RUPTURE DU PRISME.

Nous venons de trouver que la poussée d'un terre-plein contre le parement vertical AB était une force horizontale (*fig.* 5). La détermination de cette direction a une

Fig. 5.



grande importance, car elle va nous permettre de trouver la valeur et la position de cette poussée. Nous n'avons plus en effet, à faire intervenir dans la composition de cette poussée une force tangentielle au parement et analogue au frottement, et le problème devient plus simple.

Sous l'action de la poussée horizontale, le mur tend à se déplacer horizontalement en glissant sur sa base ; c'est le mouvement qui se produira si le mur ne rencontre pas sur sa base un frottement assez énergique pour le retenir.

Supposons que cette circonstance se réalise, ou bien même qu'elle soit produite artificiellement par une force extérieure et examinons ce qui se passera pour un déplacement initial très petit du mur.

Sous l'action de la poussée qui est horizontale, les molécules de la face AB du massif, que nous supposons composé de terre ordinaire présentant une légère cohésion, suivront le mur et viendront en A_1 B_1 en se déplaçant horizontalement d'une quantité infiniment petite et en conservant leurs positions relatives; l'espace compris entre le talus naturel fixe BC et le mur a augmenté de volume, les molécules voisines du talus naturel tendent peu à se déplacer à cause du frottement qui y est à son maximum, la tranche de molécules AB n'a pas changé de hauteur, le massif se déprimera donc dans l'intervalle pour combler le vide, comme le représente la figure; une tension se développera dans la région moyenne et il y aura rupture de la tranche en F, comme s'il s'agissait d'une lame reposant sur deux appuis A et C et soumise à l'action de la pesanteur.

Comme nous pouvons en dire autant de toutes les tranches situées au-dessous de AB et composant le prisme total ABC, on voit que le massif se rompra plus ou moins rapidement suivant un plan BF situé dans le voisinage de la bissectrice de l'angle ABC; le talon BFC restera en saillie en F après un très petit affaissement, tandis que la partie antérieure suivra le mouvement du mur; il se développera dans cette région moyenne un frottement énergique qui désagrégera les molécules sur une certaine épaisseur, de part et d'autre de ce plan de séparation. Le plan de rupture BF pourrait donc être aussi désigné sous le nom de *plan du maximum de déformation du prisme*.

Ces considérations sont déduites des faits qu'on observe lorsqu'un mur de soutènement ne résiste pas à la poussée et *donne coup*, comme l'on dit vulgairement. Elles sont

vraies tant que les terres conservent un peu de cohésion, quelque faible qu'elle soit ; à la limite, c'est-à-dire lorsqu'on a affaire à des massifs pulvérulents sans cohésion, comme du sable sec, par exemple, elles sont donc encore applicables. C'est ce que des expériences nous ont permis de vérifier directement (Voir au chapitre III, § 1).

Si au lieu de considérer un mur qui se déplacerait d'une petite quantité en glissant sur sa base, nous supposons que le massif soutenu ABC se contracte et diminue un peu de volume, les positions relatives du massif par rapport au mur et au talus BC, que nous supposons fixes, seront les mêmes, et tout se passera comme si le mur se déplaçait.

Ce que nous avons dit ci-dessus s'applique donc aussi à ce cas et l'expérience vérifie nos conclusions. On sait, en effet, que lorsqu'on accumule des terres vaseuses et molles dans le vide compris entre un mur et un massif terminé par un talus aboutissant dans le voisinage du pied du mur, la contraction de la masse résultant d'une dessication lente produit à la surface de la vase une dépression en forme de cuvette.

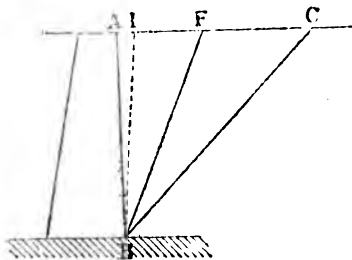
Lorsque le pied du mur est venu en B_1, la tranche parallèle au talus naturel ayant pour base BB_1 se trouve immobilisée et ne bouge plus si le mur continue à se déplacer ; ainsi de suite pour les tranches suivantes ; il en résulte que le talus du sable, après l'éboulement complet du mur, est plus doux que le talus naturel. C'est aussi ce qui explique la succession ou séries de fentes séparant des tranches de terre étagées en gradins qu'on remarque dans la plupart des éboulements.

On voit que le prisme ABF (*fig.* 6) n'agit pas tout à fait comme un coin rigide et indéformable, mais bien comme un coin ayant une certaine plasticité ; à mesure qu'il se déplace pour suivre le mur, le plan de rupture FB se déplace aussi, si le mouvement se continue, et laisse entre

lui et le talon des tranches de terre qui, après avoir été remuées, sont réduites à l'immobilité.

La poussée exercée contre le mur dépendra évidemment

Fig. 6.



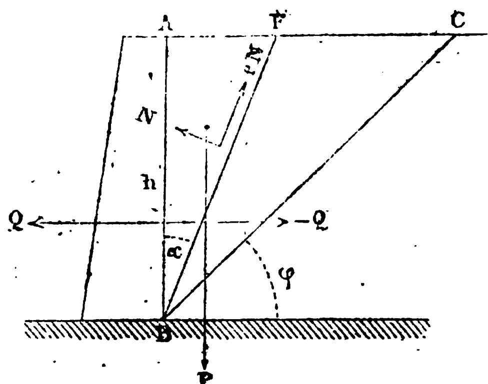
de la position du plan de rupture BF. Nous voyons que si ce plan était en BI, très près du mur, la poussée serait presque nulle puisque le prisme ABI aurait un volume très petit et que, de plus, le frottement sur BI serait très faible. Si, au contraire, ce plan se trouve près du talus naturel BC, le volume du prisme sera grand ainsi que la poussée propre à ce volume, mais le frottement sera grand aussi, et à la limite, sur le talus naturel, il sera assez grand pour empêcher le prisme de se déplacer et, par conséquent, d'exercer une poussée contre le mur. On voit donc qu'il existe une position moyenne de ce plan telle que la poussée correspondante est un maximum. La rupture se produira évidemment au point du massif où la traction exercée par le prisme, qui tend à tomber, sur le talon qui tend à rester en place, sera maximum. Le plan de rupture correspond donc au prisme qui donne la plus grande poussée contre le mur. C'est évidemment en vue de ce cas le plus défavorable que nous devrons construire le mur de soutènement et calculer sa statibilité.

On comprend d'après ce qui vient d'être dit que le plan de rupture BF doive se trouver dans la région médiane de

l'angle ABC, mais il est facile de déterminer algébriquement sa position exacte.

Soit α l'angle variable ABF (*fig.* 7), φ l'angle du talus

Fig. 7.



naturel des terres avec l'horizontale, Q la poussée que nous savons être horizontale, h la hauteur du mur, S la surface du triangle $\text{ABF} = h\,\frac{\text{AF}}{2} = \frac{h^2 \tang \alpha}{2}$, d la densité des terres ou plutôt le poids du mètre cube.

Les forces qui agissent sur ce prisme au moment *initial* de la rupture de l'équilibre sont :

1° *Son poids* pris sur l'unité de longueur $P = Sd = \frac{dh^2}{2} \tang \alpha$;

2° *La réaction du mur* AB égale et contraire à la poussée Q ;

3° *La réaction de la masse de terre située à droite de* BF. Nous ne connaissons pas cette réaction en grandeur ni en direction, mais nous pouvons la représenter par deux forces : l'une N normale à BF, et l'autre tangentielle, analogue au frottement et que nous représentons par Nf. Nous négligeons pour un instant la cohésion, c'est-à-dire l'adhérence

qui peut exister entre les deux massifs suivant BF; nous verrons tout à l'heure comment nous pourrons en tenir compte.

Au moment où le mur est sur le point de se mettre en mouvement, le prisme est en équilibre; on pourra donc écrire les équations suivantes qui expriment que la somme des composantes des forces qui agissent sur le prisme est nulle dans deux directions perpendiculaires dont l'une est AB, en observant que la composante de fN agit dans le sens de-Q.

$$P = N \sin \alpha + Nf \cos \alpha = N(\sin \alpha + f \cos \alpha)$$
$$Q = N \cos \alpha - Nf \sin \alpha = N(\cos \alpha - f \sin \alpha).$$

Substituant dans la deuxième égalité, la valeur de N prise dans la première, on aura :

$$Q = P \frac{\cos \alpha - f \sin \alpha}{\sin \alpha + f \cos \alpha},$$

et comme $f = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi}$

Q devient :

$$Q = P \frac{\cos \alpha \cos \varphi - \sin \alpha \sin \varphi}{\sin \alpha \cos \varphi + \cos \alpha \sin \varphi} = P \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha + \varphi)} = P \operatorname{cotang}(\alpha + \varphi).$$

Remplaçons P par sa valeur, il vient :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \frac{\operatorname{tang} \alpha}{\operatorname{tang}(\alpha + \varphi)}.$$

Q sera maximum lorsque $\frac{\operatorname{tang} \alpha}{\operatorname{tang}(\alpha + \varphi)}$ le sera.

On voit en effet que pour $\alpha = 0$ on aurait : $\operatorname{tang} \alpha = 0$; $Q = 0$ et pour $\alpha = 90^\circ - \varphi$:............. $\operatorname{tang}(\alpha + \varphi) = \infty$; $Q = 0$.

Cette expression est maximum pour $\alpha = \frac{90^\circ - \varphi}{2} = \frac{a}{2}$, c'est-à-dire lorsque BF est *bissectrice de l'angle formé par le parement du mur et le talus naturel partant de son pied* (Voir note A), angle que nous appelons *a*.

Le maximun de Q sera donc :

$$(1)\quad Q = \frac{dh^2}{2} \frac{\tang \frac{a}{2}}{\tang\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)} \quad \text{ou} \quad Q = \frac{dh^2}{2}\tang^2\frac{a}{2} \quad (*)$$

Voilà ce qu'est la poussée lorsque le prisme de plus grande poussée est sur le point de se détacher du massif, après avoir vaincu les résistances qui s'opposent à son déplacement.

La poussée est donc égale au poids $\frac{dh^2}{2}$ multiplié par le rapport de la tangente de l'angle $\frac{a}{2}$ à la tangente de son complément $\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)$ ou encore multiplié par le carré de $\tang\frac{a}{2}$.

Pour l'eau $\varphi = 0$; $a = 90°$; $\tang\frac{a}{2} = \tang\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)$,

on a : $Q = \frac{dh^2}{2}$ valeur connue.

Dans un massif solide, l'angle a est toujours plus petit que 90°, $\tang\frac{a}{2}$, sera donc plus petite que l'unité et la poussée Q plus petite que celle d'un fluide de même densité.

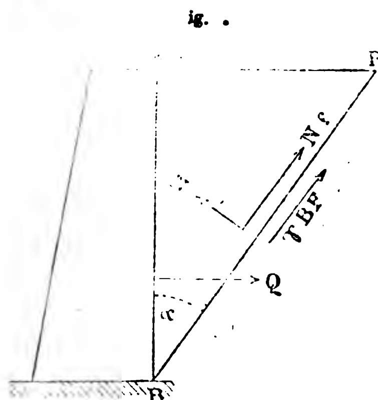
(*) Remarque : $\frac{a}{2}$ et $\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)$ étant complémentaires, $\frac{\tang\frac{a}{2}}{\tang\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)}$ peut s'écrire : $\frac{\tang\frac{a}{2}}{\tang\left(90°-\frac{a}{2}\right)} = \frac{\tang\frac{a}{2}}{\cot\frac{a}{2}} = \tang^2\frac{a}{2}$; on revient ainsi à la formule admise par un grand nombre de théoriciens pour le cas d'un mur à parement vertical soutenant un terre-plein horizontal.

Si les terres de ce massif se détrempaient assez pour que l'angle φ fut nul, la poussée serait alors égale à celle d'un liquide de même densité que la terre. Ce cas est donc le plus défavorable de tous ceux qu'on puisse prévoir.

§ 4. — INFLUENCE DE LA COHÉSION.

Dans nos équations d'équilibre du prisme de plus grande poussée au moment où se produit la rupture, nous avons négligé la cohésion, d'abord parce que dans beaucoup de remblais tels que le gravier cru, le sable sec, le sable immergé, les terres détrempées par l'eau, elle est nulle ou très faible; dans les terres fortes, elle a encore une certaine valeur, mais qui s'annule presque complétement, lorsque celles-ci sont détrempées. On voit donc qu'il est prudent de n'en pas tenir compte en pratique. Si l'on avait des raisons particulières pour ne pas la négliger, voici comment on en tiendrait compte et quelle serait la poussée.

La cohésion empêcherait le prisme de plus grande poussée ABF (*fig.* 8) de se détacher de la masse de droite par



un effort tranchant suivant BF, puisque la séparation se

fait par affaissement de F vers B. Soit γ l'effort à faire par mètre carré de surface pour cisailler la terre; l'effort tranchant sur la longueur BF sera γ BF $= \gamma \frac{h}{\cos\alpha}$. Cette cohésion agit sur le prisme de plus grande poussée identiquement comme le fait la force Nf, analogue au frottement, qu'elle augmente. C'est donc comme si au lieu de f (qui multiplie N), on prenait un coefficient nouveau f' plus grand, remplaçant à la fois le frottement et la cohésion et qui serait déterminé par la relation $Nf' = Nf + \frac{\gamma h}{\cos\alpha}$ qu'on peut écrire :

$$Nf' = N\left(f + \frac{\gamma h}{N\cos\alpha}\right) \quad \text{d'où} \quad f' = f + \frac{\gamma h}{N\cos\alpha}.$$

Ce coefficient f' étant variable avec α, son introduction dans les équations d'équilibre compliquerait beaucoup la recherche du maximum de Q. On peut éviter cette difficulté en remplaçant la partie variable de f' qui est $\frac{\gamma h}{N\cos\alpha}$ par une valeur approximative constante obtenue en faisant $\alpha = \frac{a}{2}$, valeur donnant la poussée maximum dans le cas où il n'y a pas de cohésion. Cette première approximation suffira généralement dans les applications pratiques, sans qu'il soit nécessaire de procéder par approximations successives.

La valeur de N tirée de la première équation est :

$$N = \frac{dh^2}{2} \cdot \frac{\tang\alpha}{\sin\alpha + f\cos\alpha}$$

$$N\cos\alpha = \frac{dh^2}{2} \cdot \frac{\sin\alpha}{\sin\alpha + f\cos\alpha} = \frac{dh^2}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{f}{\tang\alpha}}$$

En faisant $\alpha = \frac{a}{2}$ dans cette expression, on aura le déno-

minateur de l'expression $\frac{\gamma h}{N \cos \alpha}$ et par suite $f' = f + \frac{\gamma h}{N \cos \alpha}$ par approximation.

Si l'on pose $f' = \frac{\sin \varphi'}{\cos \varphi'}$, l'angle φ' sera l'angle de *frottement et de cohésion.*

Les équations d'équilibre ne changeront pas de forme, f y sera seulement remplacé par f'; le prisme de plus grande poussée correspondra au maximum $\alpha = \frac{90° - \varphi'}{2}$ c'est-à-dire qu'il sera déterminé par la bissectrice de l'angle a' fait par le parement AB avec le talus obtenu en remplaçant φ par φ'.

La poussée maximum devient :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \times \frac{\operatorname{tang} \frac{a'}{2}}{\operatorname{tang}\left(\frac{a'}{2} + \varphi\right)}.$$

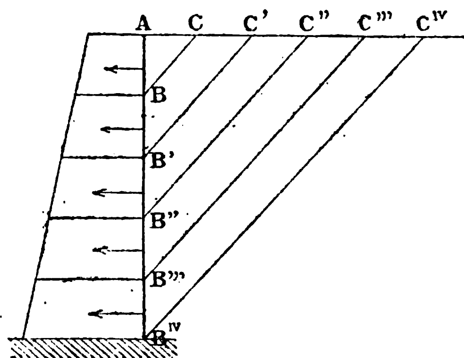
§ 5. — RÉPARTITION DE LA POUSSÉE SUR LE PAREMENT DU MUR; DÉTERMINATION DE SON POINT D'APPLICATION.

Connaissant la direction et la valeur de la poussée, il nous reste à trouver sa répartition sur la face du mur et, par suite, son point d'application sur le même parement.

Supposons que le mur soit divisé en parties d'égale hauteur AB, BB′, B′B″ (*fig.* 9) et que la surface séparative du prisme de plus grande poussée correspondant aux murs terminés en B, B′, B″.... soit représentée par les lignes parallèles BC, B′C′, B″C″..... Le prisme de plus grande poussée ABC agit sur l'élément AB du mur; celui qui agit sur le mur AB′ sera AB′C′; donc les terres qui agissent sur BB′, différence entre les deux parements considérés, sont celles de la tranche BCB′C′, différence des prismes. De même pour B′B″..., etc. Ces tranches étant semblables

produiront des poussées semblables, c'est-à-dire proportionnelles à leur surface. Si donc on veut la résultante de ces poussées partielles sur le parement AB^{IV} divisé en parties très petites, on sera conduit à chercher la résultante

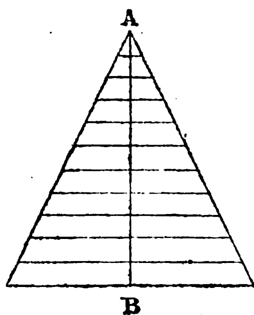
Fig. 9.



de forces parallèles appliquées sur AB^{IV} au milieu de la base d'appui des tranches considérées et proportionnelles à ces tranches.

Or, c'est précisément ce qu'on fait sur la médiane d'un triangle (*fig.* 10), pour trouver le centre de gravité de cette

Fig. 10.



surface, centre qui se trouve, comme on sait, au tiers de la hauteur à partir de la base.

Cette division en tranches parallèles peut s'obtenir aussi en considérant non plus le prisme de plus grande poussée, mais l'ensemble des terres soutenues et qui tendraient à s'ébouler si le mur n'existait pas. Ces terres sont limitées par le talus naturel passant par le pied du mur.

Si BC, B′C′, B″C″...., etc., représentent le talus naturel des terres qui s'appuient contre les murs AB, AB′, AB″...., etc., nous pourrons dire de même que la tranche BC, B′C′ représente la masse de terre qui pousse l'élément BB′, ainsi de suite. La conclusion sera la même pour le point d'application de la poussée, mais la division en tranches aura une autre inclinaison. Cette remarque trouvera son application plus loin, § 12, et permet notamment de dire que dans le cas où le massif est terminé par un talus au-dessus du mur au lieu d'être en terre-plein, la poussée passe encore au tiers de la hauteur.

§ 6. — STABILITÉ DU MUR.

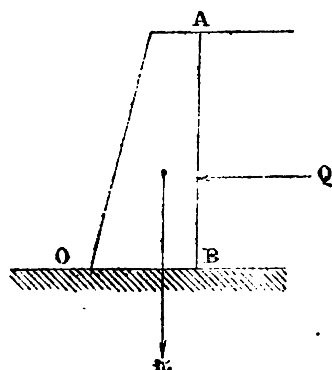
Connaissant la valeur, la direction et la position de la poussée Q, il est facile de calculer la stabilité du mur.

Examinons d'abord comment un mur de soutènement à face verticale et ayant un poids π sera renversé s'il ne satisfait pas aux conditions voulues pour être stable.

1° GLISSEMENT SUR LA BASE. — Sous l'action de la poussée horizontale Q, ce mur tendra d'abord à glisser sur sa base BO (*fig.* 11). La résistance qui s'opposera à ce mouvement proviendra du frottement dû au poids π du mur réparti sur la base OB, et de la liaison des maçonneries avec le massif de fondation. Cette dernière résistance est énorme car, pour être vaincue, il ne suffirait pas de détruire la simple adhérence du mortier aux pierres ou à lui-même, mais bien de cisailler les aspérités des moellons qui, en s'enchevêtrant plus ou moins dans les diverses assises, ne

permettent pas de trouver un plan parfaitement uni suivant OB et sur toute la longueur du mur. Ce mode de déplacement ne se produira donc pas s'il en existe un autre à résistance moindre et c'est ce qui arrive généralement en pratique si le mur est établi sur une bonne fondation.

Fig. 11.



En admettant qu'il n'y ait pas enchevêtrement des matériaux ni adhérence des mortiers, la seule résistance à vaincre sera le frottement du mur sur sa base. L'effort à exercer pour faire glisser une pierre sur une autre étant les 75 centièmes environ de la pression au contact, on devra avoir, pour que ce mouvement ne se produise pas :

$$Q < 0{,}75\ \pi$$

ou en général $Q < f\,\pi$, f étant le coefficient de frottement du mur sur la surface d'appui de sa base. Mais ce cas ne se présente jamais en pratique, pas même dans les murs à pierres sèches où l'enchevêtrement des pierres augmente encore, et d'une quantité notable, le coefficient de frottement.

On n'a pas non plus à examiner le cas du frottement du mur sur la terre qui donnerait un coefficient moindre, si l'on a la précaution d'engager les fondations dans le sol

d'une quantité suffisante pour que la butée des terres s'oppose à tout déplacement par glissement.

2° ÉCRASEMENT. — Le mur peut aussi être renversé par suite de l'écrasement des matériaux qui se trouvent à la base du mur. La poussée Q et le poids π du mur donnent une résultante R qui passe à une distance plus ou moins grande de l'arête extérieure O formée par le pied du parement vu du mur. — Lorsque cette résultante passe près du milieu de la base, on admet que la pression verticale, qui n'est autre que la composante normale de R, ou π dans le cas actuel, se répartit uniformément sur la base.

Lorsque R rencontre la base à une distance u de l'arête O moindre que la moitié de la largeur b de cette base, la pression n'est plus répartie uniformément, elle va en augmentant à mesure qu'on se rapproche de l'arête O où elle est maximum.

Suivant qu'on a $u < \frac{b}{3}$ ou $u > \frac{b}{3}$, ce maximum P s'obtient, comme on le sait, au moyen des expressions suivantes, dans lesquelles N représente la composante normale de R :

$$P = \frac{2}{3}\frac{N}{u}, \qquad \text{si} \quad u < \frac{b}{3}$$

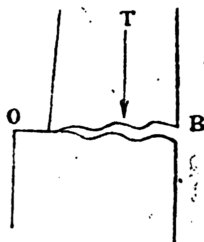
$$P = \frac{2N}{b}\left(2 - \frac{3u}{b}\right) \qquad \text{si} \quad u > \frac{b}{3}. \qquad (*)$$

3° ROTATION DU MUR AUTOUR DE L'ARÊTE O. — Le troisième mode de renversement du mur est la rotation autour de l'arête extérieure O; c'est généralement cette rotation qui rencontre les moindres résistances et qui se manifeste avant le glissement ou l'écrasement (*fig.* 12).

(*) Ces formules sont déduites de la loi hypothétique dite loi du trapèze formulée par Navier et améliorée par Bélanger. Elles ne doivent être appliquées qu'avec beaucoup de réserve, car elles sont contredites par les faits, surtout lorsque u est très petit ou que le point d'application de R passe en dehors de la base d'appui.

Cette rotation entraînera nécessairement un petit écrasement vers l'arête O, à l'origine du mouvement; puis lorsquelle aura ouvert le joint OB d'une quantité suffisante pour que les aspérités de la section de rupture soient dégagées de leur enchevêtrement réciproque, alors le glissement pourra se produire avec ou sans la continuation de la rota-

Fig. 12.



tion. Le point important à signaler, c'est qu'au début du mouvement, il y a *rotation autour de l'arête* O.

Pour que la force Q puisse produire cette rotation initiale, il faut que son moment puisse vaincre les trois résistances suivantes :

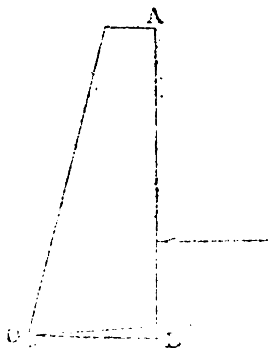
1° L'arrachement des maçonneries dans la section OB. Cette résistance n'est pas à négliger depuis que les Ingénieurs emploient les excellentes chaux hydrauliques que nous connaissons. Ainsi, après quinze jours seulement, le mortier de chaux du Teil offre à l'arrachement une résistance de 1 kilogramme par centimètre carré et cette résistance croît encore beaucoup avec le temps. Le moment de cette résistance, par rapport au point O, est facile à calculer; ce sera la résistance totale T de la section à l'arrachement multipliée par le bras de levier, c'est-à-dire par la demi-longueur OB;

2° En même temps que cette première résistance, la rotation aura à surmonter la résistance due au poids π du mur.

Le bras de levier sera égal à la distance qui sépare le point O de la verticale passant par le centre de gravité de la section transversale du mur;

3° Enfin, pour se produire, la rotation devra surmonter encore et en même temps la résistance que le mur rencontrera dans le frottement qu'exerceront les terres contre la face de contact AB (*fig.* 13). Ces terres, en effet, s'appuient

Fig. 13.



contre le mur et les divers points de la section AB seront frottés de bas en haut lorsque le mur tournera autour de O; les terres opposeront donc une résistance de haut en bas suivant le plan AB qui est vertical à l'origine du mouvement. Ce frottement est égal à la pression normale Q multipliée par le coefficient f de frottement des terres contre le mur. Ce coefficient est égal à celui de la terre sur elle-même, car le parement AB est toujours rugueux et toutes ses concavités sont garnies de terre adhérente au mur; le glissement se fait donc en réalité terre contre terre. Le bras de levier de cette force fQ est égal à OB; son moment par rapport à l'arête O est donc facile à calculer.

Le moment de la poussée comparé à la somme des trois

moments ci-dessus prise en numérateur donnera exactement la stabilité du mur.

On voit ici l'importance du rôle que joue le frottement dans la stabilité des murs de soutènement. Nous disons stabilité et non intensité de la poussée parce que cette dernière force est indépendante du frottement plus ou moins grand des terres contre le parement du mur. En effet, on comprend qu'un même massif, soutenu en équilibre stable par deux murs identiques, mais qui auraient : l'un son parement intérieur très poli de manière à ne donner lieu qu'à un faible frottement, l'autre un parement très rugueux donnant un frottement considérable, ne pourra exercer contre ces murs qu'une seule et même poussée, puisque ce massif est identiquement le même dans les deux cas. La poussée ne dépend donc pas du frottement contre le parement, frottement qui agit seulement pour retenir le mur avec un bras de levier plus ou moins grand suivant le profil adopté.

On devra donc donner au parement du mur en contact avec les terres une surface aussi rugueuse que possible en laissant en saillie toutes les aspérités des pierres, si même on n'y place pas des moellons spéciaux formant des saillies plus ou moins considérables.

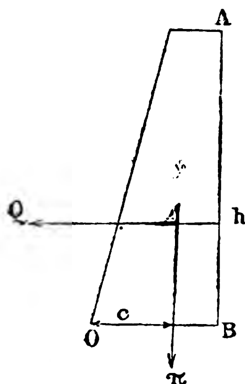
Ce que nous venons de dire montre qu'on peut se proposer deux buts distincts lorsqu'on détermine le profil d'un mur de soutènement, et par suite appliquer deux méthodes différentes à la détermination de ce profil, suivant qu'on veut que la pression ne dépasse pas tel maximum par centimètre carré dans chaque section (*Profil d'égale résistance à la pression*), ou bien que dans aucune section faite par un plan horizontal, le mur ne tende à être plus facilement renversé qu'en tournant autour de l'arête extérieure de son pied (*Profil d'égale résistance au renversement*).

Cette distinction entre les deux buts et les deux méthodes

à appliquer est importante, puisqu'on obtient deux profils différents.

Cherchons maintenant la stabilité du mur dans l'hypotèse du renversement par rotation autour de l'arête O située au pied du parement vu (*fig.* 14).

Fig. 14.



Soit h la hauteur du mur, t la résistance des maçonneries à l'arrachement par mètre carré, c la distance de la verticale du centre de gravité du mur à l'arête O, π le poids du mur par mètre courant;

Le moment de renversement sera $Q\,\frac{h}{3}$.

La résistance à l'arrachement de la section OB sera $t \times \text{OB}$ et son moment, $t\,\frac{\overline{\text{OB}}^2}{2}$.

Le moment de π sera πc et celui du frottement $f.\,Q.\,\overline{\text{OB}}$.

On aura, pour que le mur ne tombe pas, la condition :

$$(1\ bis)\qquad Q\,\frac{h}{3} < \frac{\overline{\text{OB}}^2 t}{2} + \pi c + f.Q.\overline{\text{OB}}.$$

Le coefficient de stabilité, c'est-à-dire le rapport de la

somme des moments résistants au moment renversant, sera donné par la division du second membre de l'inégalité (1 *bis*) par le premier membre.

On peut se donner le coefficient de stabilité, qu'on estime d'après le degré de garantie que doit présenter la construction et le degré d'incertitude que présente soit la qualité des matériaux, soit la réalisation des circonstances qui pourraient augmenter accidentellement la poussée des terres. Si l'on prend ce coefficient égal à 1, 5, on calculera au moyen de l'égalité qui en résulte :

$$1{,}5\, Q\frac{h}{3} = \frac{\overline{OB}^2 t}{2} + \pi c + f.Q.\overline{OB}$$

l'une des dimensions du mur, la base OB par exemple qu'on laisse inconnue, Q étant remplacé par sa valeur maximum.

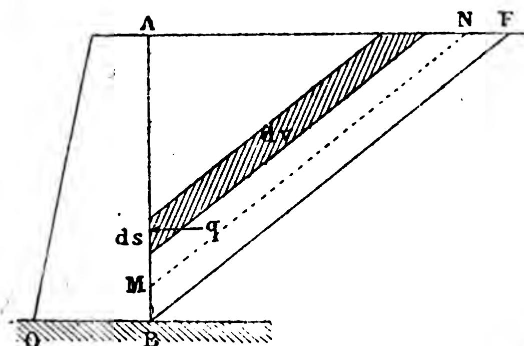
En calculant Q avec les deux valeurs de φ correspondantes au terrain sec et au terrain détrempé et en portant ces deux valeurs dans l'expression (1 *bis*), on mesure exactement et rigoureusement l'influence que ce changement d'état du terrain exerce sur la stabilité. On apprécie de même les variations que t subit avec le temps qui durcit les mortiers ou suivant la qualité des mortiers; l'expression simple $\frac{\overline{OB}^2}{2} t$ en donne exactement la mesure.

Enfin pour une même section transversale du mur et par conséquent pour un même poids π de maçonnerie, les variations de forme de la section se mesurent rigoureusement dans la même expression en y mettant les valeurs de c et de OB correspondantes à chacune de ces sections. Ces calculs sont très simples et donnent des indications très intéressantes dont le constructeur peut tirer un excellent parti. Nous en donnerons des exemples dans le chapitre des applications.

Enfin nous avons le moyen d'évaluer exactement la pres-

sion sur un point quelconque du parement du mur, d'après ce que nous avons dit au paragraphe 5. En effet, la pression q sur un élément ds (*fig.* 15) étant proportionnelle

Fig. 15.



au volume de la tranche correspondante parallèle à la base du prisme de plus grande poussée, q sera, en appelant dv la surface de cette tranche et S la surface du triangle ABF qui est la section du prisme de plus grande poussée :

$$q = Q \frac{dv}{S},$$

car le prisme est toujours pris sur l'unité de longueur.

Observations pratiques. — L'angle φ doit être pris dans des terres tassées, de même nature que celles qui se trouvent derrière le mur, humectées jusqu'à saturation complète (comme cela peut arriver si le massif soutenu n'est pas bien drainé, ou s'il est submergé), puis abandonnées à elles-mêmes pendant un temps suffisant pour que l'éboulement sur le talus naturel soit complet. On doit obtenir ce talus par des rechargements faits directement à la main, à la partie supérieure du talus.

On voit ici l'importance d'un assainissement énergique des massifs soutenus, ce qui empêche l'angle φ de s'adoucir

pendant les pluies et évite des variations dans la poussée des terres. On voit aussi la sécurité que présente l'emploi, derrière les murs, de remblais en gravier, en pierres sèches, dont le talus naturel ne s'abaisse pas lorsque les terrains sont mouillés. Si le mur tient au début, on est sûr qu'il résistera indéfiniment, à moins qu'une cause accidentelle et étrangère, comme un tassement des fondations, n'occasionne sa chute. Enfin, on voit l'importance considérable que peut avoir le choix des chaux et la résistance des mortiers à la traction.

La moindre déformation dans les fondations changerait notablement les conditions de stabilité; il est donc essentiel d'élever le mur sur un massif très solide qui ne puisse glisser sur sa base et qui présente un empâtement suffisant pour réduire la pression par unité de surface sur sa base au-dessous de celle qui pourrait produire le tassement du sol inférieur. Si l'on n'était pas absolument sûr de cette base, il faudrait battre au moins une ou deux lignes de pieux sous le massif de fondation du côté de l'arête O.

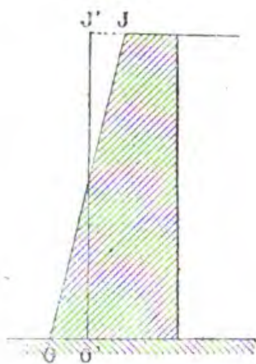
La base du mur doit être solidement reliée au massif de fondation; des moellons noyés à la surface du béton et faisant saillie pour servir d'amorce à la maçonnerie ordinaire, des blocs placés debout, au besoin, compléteront cette liaison. Enfin on doit faire une maçonnerie aussi dense que possible pour augmenter son poids, choisir la meilleure chaux qu'on puisse se procurer, pour augmenter t, et bien enchevêtrer les moellons dans le massif du mur, afin d'éviter la formation de plans de glissement et faire que le mur résiste comme un *monolithe*. En outre, on laissera le plus grand nombre possible d'aspérités et de pierres saillantes sur le parement en contact avec les terres.

§ 7. — AVANTAGES DU FRUIT EXTÉRIEUR.

On peut voir facilement les avantages que présente le fruit extérieur donné à un mur de soutènement.

Si au lieu du profil rectangulaire O'J' (*fig.* 16) nous

Fig. 16.



adoptons le profil trapézoïdal OJ, de section équivalente, en faisant passer la ligne OJ, du fruit, par le milieu de O'J', premier parement, la stabilité du mur sera plus grande parce que le moment de la poussée Q ne sera pas changé, tandis que les moments des résistances seront augmentés, savoir :

1° Le moment de l'arrachement qui proviendra d'une section plus grande de OO';

2° Le moment du poids aura un bras de levier plus grand, l'arête de rotation venant de O' en O et le centre de gravité ne se déplaçant pas, vers la gauche, de cette quantité.

Enfin le mur se trouve dans de meilleures conditions de résistance puisque son épaisseur augmente graduellement à mesure que la poussée sur son parement intérieur s'accroît.

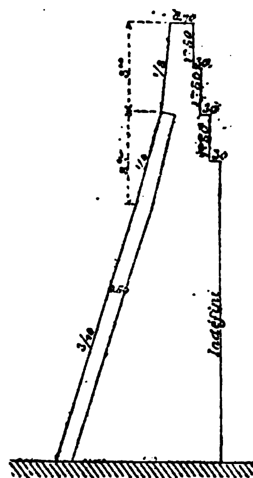
Plus le fruit sera grand et plus les avantages ci-dessus

seront prononcés. Cependant si l'on veut avoir des murs d'un aspect convenable et qui ne retiennent pas, sur leur parement, les poussières, etc., il convient de ne pas dépasser le fruit de 1/5. Ce fruit, dans l'intérieur des villes, est même trop grand et donne des murs d'un aspect trop lourd si leur hauteur est faible. C'est ainsi que nous avons été conduit à adopter le fruit de 1/10 pour les murs des quais du Rhône reconstruits à l'occasion de la défense de Lyon contre les inondations.

Lorsque les murs sont très élevés, on peut, sans nuire à l'aspect, dépasser un peu cette limite.

Le mieux serait d'adopter un profil courbe ou polygonal formé de parties droites dont le fruit irait en croissant à mesure qu'on s'approcherait de la base (*fig.* 17). C'est ce

Fig. 17.



que font les Ingénieurs du département de l'Ardèche qui ont pris pour type des murs de soutènement à pierres sèches avec parement en maçonnerie ordinaire, qu'ils font

construire, un profil formé d'une ligne inclinée à $0^m,20$ par mètre $\left(\frac{1}{5}\right)$ à partir du sommet, sur 3 mètres de hauteur verticale, puis une ligne inclinée à $0^m,25$ par mètre $\left(\frac{1}{4}\right)$, sur 3 mètres de hauteur, puis une troisième ligne inclinée à $0^m,30$ par mètre $\left(\frac{3}{10}\right)$ jusqu'à la base, quelle que soit la hauteur du mur. Le profil du mur paraît courbe et son aspect est très satisfaisant ; la forme en est très rationnelle au point de vue de la stabilité.

S'il s'agit d'un mur de canal, ce mur étant noyé en grande partie, on peut alors adopter un fruit supérieur à 1/5 et il y a économie à le faire, puisqu'on peut alors réduire le volume des maçonneries pour une même stabilité.

DEUXIÈME CAS.

§ 8. — MUR AVEC FRUIT INTÉRIEUR.

Une épaisseur de $0^m,60$ en couronnement est suffisante dans les cas ordinaires. Si donc l'on était conduit par le calcul de la stabilité d'un mur à fruit donné, à une épaisseur plus grande, en supposant d'abord un parement intérieur TU vertical (*fig.* 18), il y aurait avantage à remplacer TU par un parement incliné AB ne laissant que $0^m,60$ de largeur en couronnement et passant par le milieu de TU. La section serait équivalente et la stabilité serait augmentée.

En effet :

1° La base sera augmentée de BU et présentera plus de résistance à l'arrachement ;

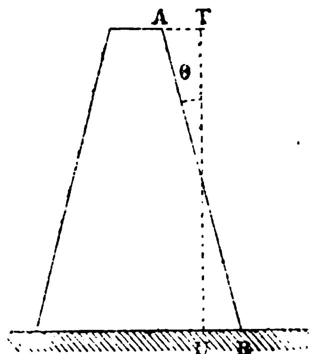
2° Le centre de gravité du mur sera reporté à droite, ce qui augmentera le moment de son poids ;

3° Les terres du prisme ABV (*fig.* 19) en surplomb, pèseront évidemment sur le parement AB du mur et s'op-

poseront à son renversement. Les forces qui agissent sur ABV sont :

1° La poussée du massif située à droite du plan vertical VB, poussée que nous connaissons en grandeur et en direction;

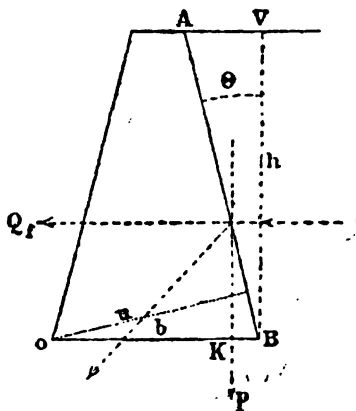
Fig. 18.



2° Le poids du prisme ABV;

3° La réaction du parement AB du mur. Cette réaction

Fig. 19.

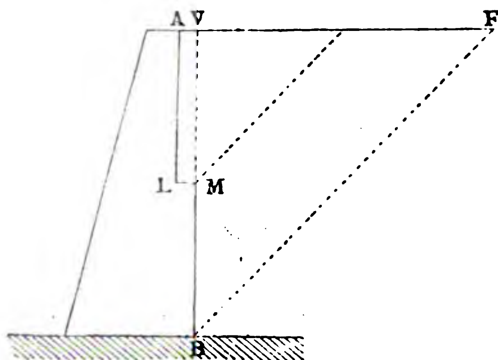


est facile à déterminer : elle est égale et directement opposée à la résultante des deux autres forces qui agissent sur le prisme et qui passent toutes les deux au tiers de la longueur du parement AB à partir de la base B. Le problème est donc déterminé et la poussée exercée contre le mur est facile à trouver.

Cette hypothèse de la division du massif en deux parties par le plan vertical BV ne change rien aux conditions d'équilibre si la cohésion est nulle suivant ce plan; or, c'est ce qui arrive généralement en pratique, pour le sable, le gravier et pour les terres détrempées par les eaux. En supposant la cohésion nulle, nous nous plaçons donc dans les circonstances les plus défavorables à la stabilité du mur de soutènement, circonstances dont il est prudent de prévoir la réalisation (Voir la fin du § 1er, chapitre III). Nous verrons du reste que, pour le cas de l'eau, cette hypothèse se vérifie par un calcul direct.

On arrive à la même conclusion si, comme on le fait le plus souvent en pratique, on remplace le parement incliné AB par deux plans verticaux AL, MB séparés par une retraite horizontale LM (*fig.* 20). On voit que la partie AL recevra

Fig. 20.



la même poussée que si le mur avait son pied au niveau LM. Quant au parement MB, il reçoit une poussée due à la tranche inférieure d'un prisme de plus grande poussée VBF, les terres du prisme ALMV étant évidemment sans action sur ce parement MB puisqu'elles sont supportées par la retraite LM. Le mur reçoit donc sur l'ensemble des parties verticales du parement une pression égale à celle que supporterait le parement vertical continu BV et de plus, il supporte sur LM le poids du prisme ALMV, en négligeant sur VM la cohésion des terres, comme nous l'avons supposé. La poussée définitive représentant l'action des terres sur le mur sera donc la résultante de ces deux forces connues. Cette conclusion sera vraie quelle que soit le nombre des retraites et par conséquent lorsqu'on suppose ce nombre infini, ce qui donne le parement incliné AB.

On voit que cela revient à considérer les terres du prisme ABV (*fig.* 19) ou de son équivalent ALMV (*fig.* 20), comme faisant corps avec le mur, et la poussée sera celle provenant du massif situé à droite du plan vertical BV; cette poussée, que nous connaissons, est horizontale et passe au tiers de BV et par conséquent au tiers de BA.

Nous aurons donc :

$$(2) \qquad Q_f = \frac{dh^2}{2} \frac{\tang \frac{a}{2}}{\tang\left(\frac{a}{2} + \varphi\right)}.$$

Les conditions de stabilité deviendront, en tenant compte du poids du prisme ABV (*fig.* 19) qui est :

$$\text{Poids du prisme ABV} = dh\frac{\text{AV}}{2} = \frac{dh^2}{2}\tang\theta = p.$$

$$(2\ bis) \qquad Q_f\frac{h}{3} < \frac{\overline{\text{OB}}^2}{2}t + \pi c + p\text{OK} + fu(Q_f\cos\theta + p\sin\theta);$$

c représente toujours la distance de la verticale du centre

de gravité de la section du mur à l'arête O, mais cette distance n'a plus la même valeur que lorsque le parement intérieur est vertical; OK (*fig.* 19) est égal à la base OB diminuée de $KB = \frac{AV}{3} = \frac{h \tang \theta}{3}$; $OK = b - \frac{h \tang \theta}{3}$.

$Q \cos \theta$ et $p \sin \theta$ sont les composantes de Q et de p prises normalement à AB et donnant la pression qui sert à évaluer le frottement sur le parement; u est la longueur de la perpendiculaire abaissée du point O sur AB, et mesure le bras de levier du frottement; $u = b \cos \theta$.

Vérification. — Pour l'eau, nous aurons $d = 1\,000^k$; $\varphi = o$

$$Q = \frac{1\,000 h^2}{2}.$$

La pression normale au parement AB du mur sera la somme des deux composantes de la pression Q et du poids du prisme ABV, prises normalement à ce parement et passant au tiers de BA; on aura ici pour $Q \cos \theta + p \sin \theta$

$$\frac{1\,000\,h^2}{2} \cos \theta + \frac{1\,000\,h^2}{2} \tang \theta \sin \theta =$$

$$\frac{1\,000\,h^2}{2}\left(\cos \theta + \frac{\sin^2 \theta}{\cos \theta}\right) = \frac{1\,000\,h^2}{2} \cdot \frac{\cos^2 \theta + \sin^2 \theta}{\cos \theta} = \frac{1\,000\,h^2}{2 \cos \theta}.$$

C'est précisément ce que donne la pression de l'eau sur $AB = \frac{h}{\cos \theta}$, pression qui est égale, comme on sait, à celle d'un prisme ayant pour section le triangle formé par AB et par une perpendiculaire à AB élevée en B et de hauteur h.

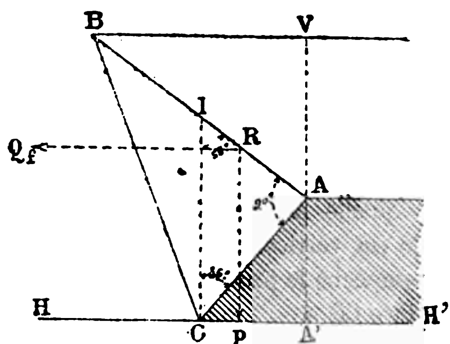
§ 9. — EXPLICATION DE L'EXPÉRIENCE DU GÉNÉRAL ARDANT.

Nous pouvons dès à présent remarquer que les résultats obtenus concordent parfaitement avec l'expérience de M. Ardant, décrite dans le *Mémorial du génie* de 1848,

et citée par M. Collignon dans son *Cours de mécanique appliquée aux constructions.*

« Sur une table horizontale HH' (*fig.* 21), on pose hori-

Fig. 21.



« zontalement l'arête C d'un prisme triangulaire en bois, « profilé en CAB et qui remplacera le mur. L'angle BAC « est droit, on place ce prisme de telle manière que la « médiane CI soit verticale et on a construit le triangle « sous la condition que l'angle ICA soit égal à 35°, angle « du talus naturel du sable siliceux sec. Le côté AC « est appuyé latéralement au massif CAH', qui fait corps « avec la table. Dans cette position, le prisme ayant son « centre de gravité sur CI, est dans un équilibre instable, « et le moidre ébranlement suffit pour qu'il se renverse « en tournant de droite à gauche autour de l'arête C.

« La face AB est recouverte d'une petite couche de « gomme, saupoudrée de sable ; cette précaution a pour « but de rendre l'angle φ' du frottement des terres sur le « mur, égal à l'angle φ du frottement des terres sur « elles-mêmes (*).

(*) « Latéralement, le prisme de bois et le massif de sable sont limités par « deux piliers fixes, et pour empêcher les pertes de sable à travers les inter- « stices, sans nuire à la liberté que doit conserver le prisme de tourner autour « de l'arête C, on remplit les joints avec du saindoux. »

« On verse alors du sable derrière la face AB jusqu'au « niveau BV, et l'on constate que lorsque le mur est ainsi « chargé, son équilibre devient stable.

« Ce phénomène s'explique en observant que la poussée « du sable sur le mur passe en un point compris entre « les points A et I ; si elle était normale à la face AB, « comme le supposaient les anciens auteurs, Coulomb, de « Prony, Français, elle tendrait à faire tourner le prisme « autour du point C, et le prisme se renverserait à gauche ; « mais elle fait avec la face AB un angle égal à $90° - \varphi$, « c'est-à-dire qu'elle est parallèle à la médiane CI, ou « qu'enfin, elle est verticale. Elle passe donc à droite du « point C, et empêche le prisme de basculer pour se cou- « cher sur la face CB. »

Menons la verticale AV, l'angle VAB est celui que nous avons appelé θ ; il est égal à l'angle AIC qui, dans le triangle rectangle AIC, est le complément de l'angle ICA $= 35° = \varphi$; θ et φ seront donc complémentaires.

Supposons d'abord le massif de sable arasé horizontalement au niveau du point B et appliquons à ce cas l'inégalité (2 *bis*) :

$$Q_f\left(\frac{h}{3} - fu \cos\theta\right) < \frac{\overline{OB}^2}{2} t + \pi c + p\,OK + fup \sin\theta$$

dans laquelle nous ferons :

$t = o$; $c = o$; OK = la distance horizontale qui sépare la médiane CI de la verticale du poids du prisme ABV = RI cos 35° ; le bras de levier de Q_f par rapport à l'arête de rotation C, est ici $\frac{h}{3} + AA'$; u bras de levier du frottement $= AC$; $\varphi = 35°$; $\theta = 90° - 35° = 55°$; $a = 90° - 35°$; $\frac{a}{2} = 27° 30'$; θ et φ étant complémentaires, $\cos\theta = \sin\varphi$.

L'inégalité devient :

$$Q\left(\frac{h}{3}+AA'-fAC\sin 35^\circ\right)<p(OK+fAC\cos 35^\circ).$$

On comprend que cette inégalité puisse être facilement satisfaite si le poids p du prisme ABV est suffisant. Nous donnons dans le chapitre des applications, le calcul numérique de l'expression ci-dessus; nous trouvons qu'elle est satisfaite sans qu'il soit nécessaire de surcharger le prisme ABV. Nos formules sont donc d'accord avec cette expérience qu'elles expliquent parfaitement.

§ 10. — EXPÉRIENCE DE LA CAISSE VIDE SOUTENANT LATÉRALEMENT UN TAS DE SABLE.

Nous pouvons de même expliquer très facilement l'expérience de la caisse vide soutenant un tas de sable, rappelée dans les termes suivants par M. Flamant, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, à la page 620 de la note qu'il a publiée dans le n° de juin 1882 des *Annales des Ponts et Chaussées :*

« Tout le monde a pu remarquer qu'une caisse de bois « vide, d'une largeur un peu plus grande que sa hauteur, « et d'une longueur quelconque, posée sur le sol de ma- « nière que son arête antérieure y soit maintenue par un « petit obstacle qui l'empêche de glisser sans l'empêcher « de pivoter autour d'elle, peut parfaitement supporter la « poussée latérale d'un tas de sable que l'on appuie « contre la paroi opposée. Le poids du mur de soutène- « ment formé ici par la caisse vide est nul ou négligeable, « et en raisonnant comme le fait M. Baker dans son exemple « n° 1, on serait amené à conclure que la poussée latérale « de la terre est elle-même nulle. »

M. Flamant en conclut que la poussée sur un parement vertical n'est pas horizontale car, dit-il « une poussée « horizontale, si faible qu'elle fût, renverserait la caisse

« vide en la faisant pivoter autour de son arête antérieure, « tandis que si elle est inclinée de haut en bas, il suffit, « pour assurer la stabilité, qu'elle rencontre le sol en deçà « de cette arête antérieure. » Cette conclusion, qui est aussi une conséquence de la théorie développée par M. Boussinesq dans le même volume, n'est pas exacte; et l'expérience citée se concilie parfaitement avec l'existence d'une poussée horizontale. En effet, pour que la caisse soit renversée par une poussée horizontale, il faut que le moment de cette poussée soit plus grand que la somme du moment résistant du poids de la caisse et du moment du frottement de la caisse contre le sable. Or ce dernier moment devient de plus en plus grand à mesure que la caisse devient plus large et celui du poids de cette caisse n'est pas non plus négligeable. Il n'y aura donc pas renversement si la caisse est suffisamment large (Voir les expériences 3 et 4 du § 5, chapitre III).

Cette explication montre l'erreur que l'on commet en composant la poussée proprement dite avec le frottement des terres contre le mur, frottement qui est une résistance dont le bras de levier n'est pas constant comme celui de la poussée et qui varie avec l'épaisseur du mur à la base.

L'application de nos formules au cas de l'expérience n° 1 de Baker citée par M. Flamant pour prouver que la poussée sur un parement vertical n'est pas horizontale, explique parfaitement la stabilité du mur en question sans qu'il y ait lieu de faire intervenir une poussée inclinée sur l'horizontale (Voir les calculs au chapitre II).

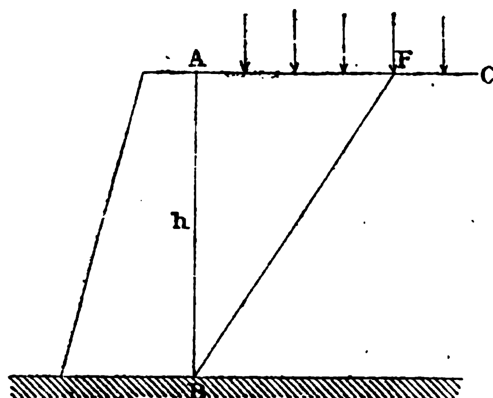
TROISIÈME CAS.

§ 11. — CAS D'UN TERRE-PLEIN SURCHARGÉ.

Supposons que le terre-plein AC soit surchargé uniformément d'un poids p par mètre carré (*fig.* 22). Le poids

du prisme de plus grande poussée sera augmenté d'une quantité égale à p AF $= ph$ tang α.

Fig. 22.



Le poids P sera :

$$P = \frac{dh^2}{2} \text{ tang } \alpha + ph \text{ tang } \alpha.$$

Si l'on remplace la surcharge p par une couche de terre de même poids et dont la hauteur h' serait :

$$h' = \frac{p}{d}, \quad \text{d'où} \quad p = h'd,$$

on voit que le poids de prisme P sera :

$$P = \text{tang } \alpha \left(\frac{dh^2}{2} + hh'd\right)$$

$$P = dh\left(\frac{h}{2} + h'\right) \text{tang } \alpha.$$

Les équations d'équilibre seront donc identiques à celles du terre-plein sans surcharge, sauf le remplacement du facteur constant $\frac{h}{2}$ par $\left(\frac{h}{2} + h'\right)$.

Le maximum a lieu de même lorsque BF est bissectrice,

c'est-à-dire que le plan de rupture occupe la même position que si le massif n'était pas surchargé. Nous avons vérifié expérimentalement ce résultat (Voir chapitre III, § 1er).

Q est donc augmenté dans le rapport de $\left(\frac{h}{2} + h'\right)$ à $\frac{h}{2}$.

En sorte qu'on pourra poser :

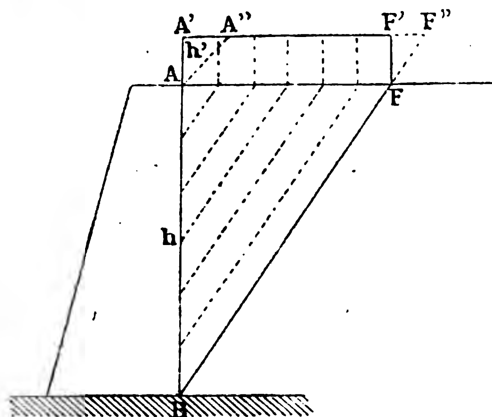
$$Q_c = Q \frac{\frac{h}{2} + h'}{\frac{h}{2}} = Q\left(1 + \frac{2h'}{h}\right). \quad (3)$$

Q_c étant la poussée avec surcharge et Q la poussée sans surcharge (cas n° 1).

L'augmentation de poussée due à la surcharge est donc égale à : $Q\,\frac{2h'}{h}$.

Toutes les tranches du prisme de plus grande poussée du cas n° 1 sont donc prolongées d'une hauteur verticale constante AA' $= h'$ (*fig.* 23) qui donne sur AB, pour

Fig. 23.



chaque tranche, un supplément constant de poussée.

Nous obtiendrons le point d'application de la poussée

totale en cherchant d'abord le point d'application de la poussée propre des terres, qu'on obtient, comme on l'a vu, en considérant le parement AB comme pressé sur les faces d'appui des tranches par des forces proportionnelles au poids ou au volume de ces tranches, ce qui donne une résultante passant par le tiers de la hauteur du mur. Quant à la surcharge, elle agit en augmentant d'une quantité constante le poids de chaque tranche au niveau de AF; elle augmentera donc la poussée de chaque tranche sur le parement AB d'une quantité constante et proportionnelle au poids du prisme vertical de terre représentant cette surcharge, ce qui donnera une seconde poussée partielle qui passera au milieu de AB. Il ne reste plus qu'à chercher le point d'application de la résultante de ces deux forces parallèles.

En appelant x la distance du point B au point d'application sur AB de la poussée résultante, on aura : (la surcharge donnant une poussée supplémentaire égale à $Q \frac{h'}{\frac{h}{2}} = Q \frac{2h'}{h}$)

$$Q \frac{h}{3} + Q \frac{2h'}{h} \left(\frac{h}{2}\right) = Q \left(1 + \frac{2h'}{h}\right) x$$

$$x = h \left(\frac{\frac{h}{3} + h'}{h + 2h'}\right)$$

On arriverait au même résultat en supposant que chaque tranche est prolongée au-dessus de AF, parallèlement à BF, d'une quantité constante et équivalente en volume (et par suite en section) au volume du prisme vertical de surcharge. L'ensemble des tranches forme alors le trapèze BAA″F″F dans lequel le parallélogramme AA″F″F est équivalent au rectangle AA′F′F. On peut donc dire que la poussée totale contre le mur AB est équivalente à

celle que donnerait le prisme de plus grande poussée BAA″F″.

Pour avoir le point d'application de la poussée totale sur AB, il suffit donc de projeter sur ce parement, parallèlement à BF, le centre de gravité du trapèze total, ou bien d'appliquer le théorème des moments aux centres de gravité du triangle ABF et du parallélogramme AA″F″F projetés de la même manière. Il est facile de vérifier que tous ces procédés conduisent au même résultat.

Tout ce qui précède pourrait aussi être présenté comme corollaire du § 5 en supposant que la surface de la plate-forme soit formée d'une couche infiniment mince, mais très dense.

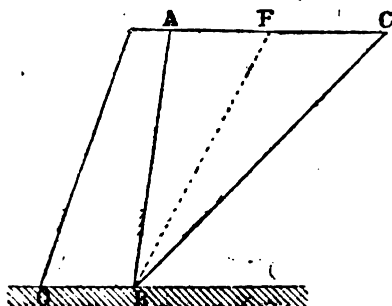
QUATRIÈME CAS.

§ 12. — MURS EN SURPLOMB.

On peut être conduit, dans certaines circonstances, à passer sur l'inconvénient résultant de l'aspect disgracieux d'un fruit supérieur à 1/5 et à adopter un profil de mur avec un fruit extérieur très fort, ne fût-ce que pour obtenir une plus grande stabilité comme nous l'avons vu. Un parement intérieur vertical conduirait alors à une épaisseur trop grande à la base et augmenterait le volume des maçonneries au delà de ce qu'exige la stabilité. Dans ce cas, on fait le mur *en surplomb* du côté des terres. Ce surplomb ne doit pas être tel cependant que le mur ne puisse se tenir debout de lui-même, sans être soutenu par la poussée des terres; si cette condition n'était pas satisfaite, le mur pourrait se briser à sa base et les conditions de stabilité en être notablement réduites. Il suffit pour éviter cela que la verticale du centre de gravité du mur ne tombe pas à droite du point B (*fig.* 24). Cela suffit, car la résistance des maçonneries à l'arrachement empêchera toujours le mur de se briser en BO par rotation autour de B, la poussée

des terres fût-elle nulle, ce qui n'a jamais lieu, les remblais étant exécutés le plus souvent en même temps que la maçonnerie du mur.

Fig. 24.

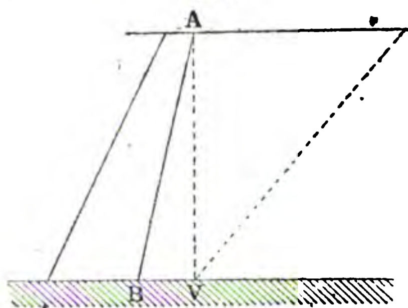


On voit ici les avantages de ce profil : le prisme de plus grande poussée est réduit notablement et les terres supprimées sont celles qui ont le plus de tendance à tomber sur le mur; la poussée diminue donc de plus en plus à mesure que le parement du mur s'incline vers l'horizon et elle devient nulle lorsque ce parement coïncide avec le talus naturel. En outre, le centre de gravité du mur est reporté vers la droite, ce qui augmente le moment du poids du mur par rapport à l'arête de rotation O. Il serait donc inexact de dire avec Rankine qu'il n'y a aucun avantage à faire des murs en surplomb (*Annales des Ponts et Chaussées* 1874, page 157). Les constructeurs anglais ne s'y sont pas trompés, du reste, et c'est avec raison qu'ils ne se sont pas conformés à cette déclaration.

L'erreur de Rankine vient de ce qu'il considère la poussée exercée contre le plan vertical AV (*fig.* 25), mené par l'arête intérieure A du mur, comme se transmettant intégralement au mur de soutènement AB; cela n'est pas exact, car le prisme ABV contrebute une partie de la

poussée du massif situé à droite de AV. Si le parement AB avait l'inclinaison du talus naturel, le prisme ABV

Fig. 25.



maintiendrait en équilibre le massif situé à droite de AV et le mur ne supporterait évidemment aucune poussée, tandis que la théorie de Rankine en donnerait une plus ou moins considérable.

Pour trouver la poussée d'un terre-plein sur un mur à parement en surplomb AB, remplaçons le parement AB (*fig.* 26) par une suite de parties verticales égales, séparées par des retraites horizontales et menons par les angles saillants tels que M, T,... des lignes parallèles au talus naturel des terres; ces lignes déterminent dans le massif une série de tranches parallèles superposées analogues à celles que nous avons considérées lorsque nous avons divisé le massif poussant en tranches parallèles pour trouver le point d'application de la résultante (Voir les deux derniers alinéas du § 5). Chacune de ces tranches agit sur une partie seulement du parement vertical correspondant et y donne, comme on l'a vu, une poussée horizontale. Ainsi le parement LT est pressé seulement dans la partie IT par la tranche ITI'T'; la partie IL ne sera pas pressée si l'espace ILM reste vide, ou le sera infiniment peu par rapport à IT si on remplit cet espace artificielle-

ment par un régalage soigné des terres. Le rapport de la partie pressée IT à la longueur totale du parement partiel LT, dépend de l'angle θ que fait le parement en surplomb

Fig. 26.

AB avec la verticale, et de l'angle φ du talus naturel avec l'horizontale. Cherchons ce rapport :

Nous aurons :

$$LM = LT \operatorname{tang} \theta$$
$$LI = LM \operatorname{tang} \varphi = LT \operatorname{tang} \theta \operatorname{tang} \varphi$$

d'où :

$$IT = LT - LI = LT\,(1 - \operatorname{tang} \theta \operatorname{tang} \varphi).$$

Le rapport cherché sera donc :

$$\frac{IT}{LT} = 1 - \operatorname{tang} \theta \operatorname{tang} \varphi.$$

Lorsque $\theta = 90° - \varphi$, c'est-à-dire lorsque le fruit du mur se confond avec le talus naturel, IT devient égal à zéro

et le parement ne supporte plus rien, ce qui est conforme à la réalité.

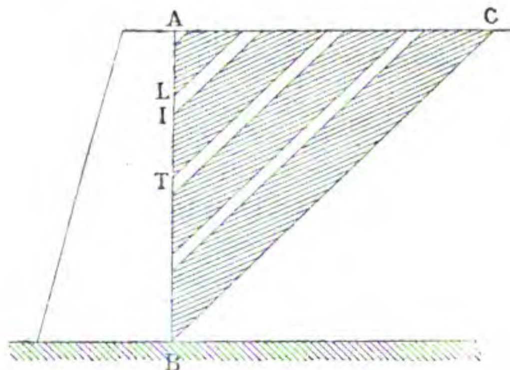
En supposant que le nombre de redans devienne de plus en plus grand, la loi précédente ne cessera pas d'être rigoureusement vraie; à la limite, elle le sera encore et nous pouvons dire que le parement incliné AB reçoit une poussée qui est égale à celle qui serait supportée par le parement du mur supposé vertical, multiplié par le rapport $(1 - \text{tang}\,\theta\,\text{tang}\,\varphi)$.

En appelant Q_s cette poussée sur un parement en surplomb, nous aurons :

$$(4) \qquad Q_s = Q(1 - \text{tang}\,\theta\,\text{tang}\,\varphi) = \frac{dh^2}{2}\,\text{tang}^2\,\frac{a}{2}.\left((1 - \text{tang}\,\theta\,\text{tang}\,\varphi)\right).$$

On arrive à la même conclusion en considérant toutes les tranches de la figure 26, placées les unes sur les autres de manière à avoir l'appui sur la même verticale AB (*fig.* 27); on voit que chaque tranche est précédée à la

Fig. 27.



partie supérieure d'un espace vide et que si ces tranches sont très minces, le rapport de leur valeur sera le même

que celui des longueurs qu'elles interceptent sur la verticale AB, c'est-à-dire $\frac{\mathrm{LI}}{\mathrm{IT}}$.

On voit donc que cela revient à considérer le prisme de terre total ABC comme divisé en tranches par des plans parallèles au talus naturel et à réduire chacune de ces tranches, et par suite la poussée totale exercée contre le parement vertical AB, dans le rapport $\frac{\mathrm{IT}}{\mathrm{LT}}$ trouvé précédemment.

Les conditions de stabilité du mur se trouveront comme dans le cas précédent, sauf la suppression du prisme pesant sur le mur qui n'existe plus ici.

$$(4\ bis) \qquad Q_s \frac{h}{3} < \frac{\overline{OB}^2}{2} t + \pi c + f Q_s \cos\theta u$$

ou

$$Q_s \left(\frac{h}{3} - f \cos\theta u\right) < \frac{\overline{OB}^2}{2} + \pi c.$$

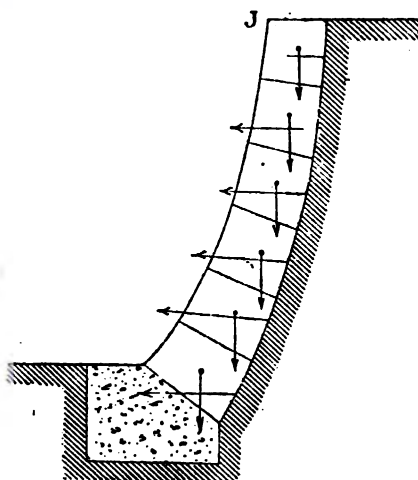
§ 13. — MURS COURBES EN SURPLOMB.

Le profil en surplomb présente des avantages considérables et son emploi permet de faire de grandes économies de maçonneries.

Pour pouvoir adopter pratiquement un surplomb encore plus considérable que celui que nous avons indiqué ci-avant comme limite pour le cas d'un mur à parement intérieur plan, nous pensons qu'on pourrait adopter un profil extérieur courbe (*fig.* 28) dont la tangente à l'origine J serait inclinée à 1/5, par exemple, et dont le rayon de courbure irait en diminuant du sommet au pied. Le parement intérieur serait formé dans la hauteur de chaque assise, par un plan en surplomb dont l'inclinaison irait en augmentant à mesure qu'on descendrait vers la base du mur et dont la position serait facile à déterminer par la

condition d'avoir sur chaque joint une pression m qui ne dépasserait pas un maximum donné; ces joints seraient faits à peu près normaux à la résultante du poids de la maçonnerie supérieure et de la poussée des terres. Cette

Fig. 28.



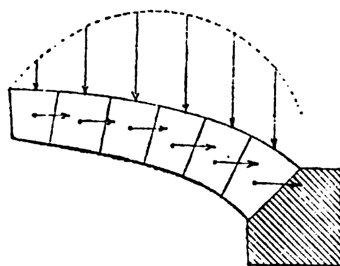
poussée sur le parement intérieur de chaque assise est horizontale et il est facile, d'après ce qui a été dit, de calculer son intensité et son point d'application. Cette force étant connue ainsi que le poids des assises, la construction graphique ne présente aucune difficulté. On pourrait également se donner le profil du parement intérieur polygonal et déterminer le profil du parement extérieur par des considérations analogues.

Nous n'hésitons pas à déclarer que si nous avions de grands murs de soutènement à construire, nous les projetterions d'après ces principes, à la condition toutefois que le remblai derrière le mur soit fait avec des matériaux non susceptibles de tasser et, par suite, d'entraîner la rup-

ture du mur par affaissement avant que le massif se soit assis et ait développé contre le mur toute sa poussée ; le gravier piloné satisferait bien à cette condition.

On voit que la question est identiquement la même que celle qui consisterait à trouver le polygone des pressions, dans une voûte dont la poussée à la clef serait nulle et dont les voussoirs auraient des poids dirigés suivant des horizontales (*fig.* 29).

Fig. 29.



§ 14. — PERRÉS.

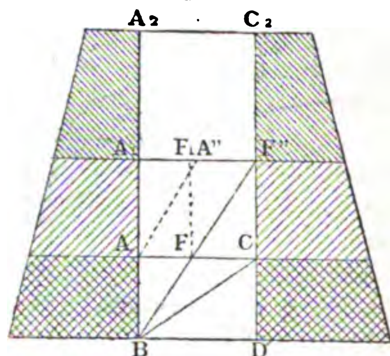
Si l'on pouvait faire la maçonnerie avec un mortier assez résistant pour qu'on puisse considérer le mur comme un monolithe non susceptible de se briser sous l'action d'un surplomb plus prononcé, on arriverait, en augmentant ce surplomb, à diminuer de plus en plus la poussée et par suite le volume de la maçonnerie. Lorsque la face en surplomb atteindrait le talus naturel, le mur n'aurait plus aucune pression à supporter et pourrait être réduit à un simple revêtement. C'est le cas des perrés. Comme ces perrés ne peuvent pas être faits avec moins de $0^m,30$ à $0^m,35$ d'épaisseur, on leur fait supporter, en raidissant le talus jusqu'à 45° généralement, une petite poussée qui, en se combinant avec le poids de la maçonnerie, donne une résultante dirigée dans l'épaisseur même du perré et

appuie les assises les unes contre les autres. Cela expose moins les perrés à céder par affaissement par suite d'un tassement accidentel des terres revêtues.

§ 15. — CAS D'UN REMBLAI COMPRIS ENTRE DEUX MURS A PAREMENT INTÉRIEUR VERTICAL.

Considérons un massif rectangulaire ABCD limité par deux murs AB, CD (*fig.* 30), symétriquement placés et

Fig. 30.



espacés de manière que BC soit le talus naturel des terres. Si le mur AB cède un peu en glissant sur sa base, le prisme CBD restera fixe et tout se passera dans le massif ABC comme si le terre-plein était plus étendu. Nous aurons donc, au début du mouvement, un plan de rupture BF donnant le prisme de plus grande poussée.

Si la surface AC était surchargée, tout se passerait de la même manière, sauf l'intensité de la poussée, comme nous l'avons établi au § 11. Mais cette surcharge peut être produite par une surélévation du massif obtenue en élevant les murs à une plus grande hauteur. Supposons que cette surélévation atteigne le niveau A_1 F'', le point F'' étant l'in-

tersection de BF prolongé avec le parement du second mur. Or nous savons que, dans ce cas, la poussée maximum est équivalente à celle qui correspond au plan de rupture BF prolongé jusqu'en F″. La fissure BF se prolongera donc jusqu'en F″ et la poussée sur AB sera celle du prisme ABF surchargé du massif AA_1F_1F, ou, encore, du massif équivalent AA″F″F, la ligne AA″ étant menée parallèlement à BFF″. Quant à la partie AA_1 du parement, elle est poussée par le prisme AA_1A''; il en résulte que la poussée totale sur le parement A_1B sera celle qui correspond au prisme de plus grande poussée A_1BF''.

Si les murs étaient plus élevés et atteignaient le niveau A_2C_2 par exemple, la fissure, à partir de F″, suivrait le parement du mur fixe $F''C_2$ et la poussée totale sur le parement A_2B serait celle qui correspond au prisme A_1BF'' surchargé du massif $A_1A_2C_2F''$. Dans toutes ces circonstances, nous calculerons facilement la poussée puisque nous rentrerons dans l'un des cas examinés précédemment.

Remarque. — Nous ne pouvons remplacer une charge uniformément répartie sur la face horizontale A_1F'', telle que nous l'avons considérée dans le § 11, par une surcharge en terre comprise entre deux murs verticaux parallèles qu'autant que nous n'aurons contre les parements de ces murs, ni adhérence ni frottement retenant la terre et empêchant la surcharge de peser de tout son poids sur sa base et de descendre verticalement lorsque le plan de rupture apparaîtra. Cela n'a jamais lieu en pratique, mais on peut considérer cette influence des parois comme tout à fait négligeable par rapport au poids du massif de surcharge lorsqu'on applique les calculs à des murs espacés de plusieurs mètres. Cette suppression est du reste favorable à la stabilité puisqu'elle donne une poussée calculée un peu plus grande.

Nous donnons dans le chapitre III un exemple où nous analysons l'importance de cette influence que nous avons rendue plus sensible en prenant une couche de remblai très mince et donnant, par conséquent, une hauteur de sur-

charge considérable par rapport à la hauteur du prisme inférieur de plus grande poussée, c'est-à-dire en faisant que A_2A_1 soit grand par rapport à A_1B.

Un grand nombre de constructeurs pensaient que ces murs parallèles n'ayant qu'une petite masse de terre à supporter, étaient peu poussés, et ne leur donnaient que des dimensions réduites. De là les nombreux mouvements qu'on remarque dans les murs de cette nature lorsque les remblais qu'ils soutiennent sont susceptibles d'être détrempés par les eaux.

Si on les fait d'épaisseur réduite, il est indispensable de les rendre solidaires en les réunissant par des tirans en fer ancrés dans les maçonneries. Nous nous étonnons même que cette solution aussi simple qu'économique ne soit pas encore entrée dans les habitudes des constructeurs. On peut l'appliquer avec utilité pour relier les murs des tympans de nos viaducs. Dans tous les cas, il est indispensable de choisir pour le remblai une matière poussant peu, comme des pierres sèches, des débris de rocher grossièrement arrangés à la main. Le cube du remblai étant faible, il y aura encore économie à faire cette main-d'œuvre.

Ceci explique encore les mécomptes auxquels on s'expose en comblant avec du remblai, fût-ce même avec du gravier, le vide cylindrique qu'on laisse quelquefois dans le milieu des piles et culées en maçonneries de certains viaducs. Les maçonneries sont ainsi exposées à de fortes poussées, et elles résistent d'autant moins que la poussée s'exercera de l'intrados à l'extrados de l'espèce de voûte formée par l'enveloppe maçonnée.

Nous avons été récemment témoin d'un accident de cette nature ; dans un viaduc métallique, l'un des deux murs en prolongement de la culée, évidée et remplie de gravier, s'est fendu de haut en bas au passage du train formé pour l'épreuve du pont.

On doit donc remplacer ces remblais par un massif en

pierres sèches arrangées à la main et ne donnant aucune poussée, et relier en outre les parois opposées par des tirants en fer, ou bien clore le vide par des voûtes à axe transversal établies à la partie supérieure de la culée pour supporter la voie.

Nous avons vérifié directement cette théorie en plaçant, entre une paroi verticale en planche et un mur, une épaisseur de 6 centimètres seulement de sable sec ; la poussée de cette petite masse déplaçait la paroi soutenue par des masses de fonte, avec autant de facilité que lorsque le massif avait une épaisseur beaucoup plus grande (assez grande pour que le talus naturel mené à partir de la base de la paroi rencontrât la surface supérieure du terre-plein.)

Nous avons renouvelé plusieurs fois cette expérience qui étonnait beaucoup les personnes qui en étaient témoins (Voir chapitre III, § 6).

CINQUIÈME CAS.

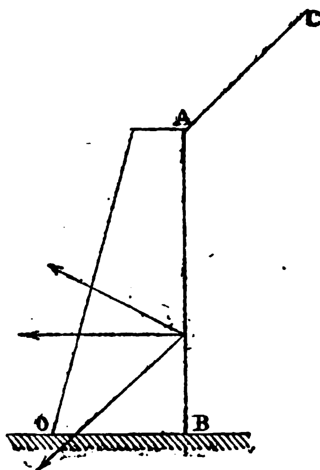
§ 16. — MUR A PAREMENT INTÉRIEUR VERTICAL SOUTENANT UN MASSIF AVEC TALUS.

Examinons maintenant le cas d'un mur à parement intérieur AB vertical (*fig.* 31) soutenant un massif dont la face supérieure AC, au lieu d'être horizontale, est plus ou moins inclinée, et cherchons d'abord quelle peut être la direction de la poussée en supposant que le talus soit prolongé au moins jusqu'au point où il est rencontré par le talus naturel partant du pied du mur.

Si, avec Rankine, Boussinesq et autres théoriciens, nous admettons que cette poussée s'incline et s'abaisse de plus en plus (en pivotant autour de son point d'application qui est toujours au tiers de la hauteur, comme nous l'avons établi au § 5, dernier alinéa) de manière à rester parallèle au talus AC, son moment pris par rapport à l'arête de ro-

tation O ira en diminuant pour devenir nul et même devenir opposé au renversement du mur, de sorte qu'on arrive à cette singulière conclusion qu'à mesure que le massif soutenu par le mur augmente de volume et que, par conséquent, il doit tendre à renverser de plus en plus facilement le mur, celui-ci devient de plus en plus stable. Cela ne peut donc pas être. D'un côté la poussée ne peut, non plus, s'incliner en sens contraire et être dirigée de bas en

Fig. 31.



haut, car le mur tendrait alors à être soulevé par une des composantes de la poussée, ce qui est évidemment impossible. La poussée ne pouvant s'incliner ni dans un sens ni dans l'autre devra donc être horizontale comme dans le cas du terre-plein (Voir aussi l'appendice).

Cette conclusion est du reste vérifiée par une expérience directe que nous décrivons dans le chapitre III.

La direction de la poussée étant connue, il est facile d'en déterminer la valeur.

Les considérations dans lesquelles nous sommes entré

pour déterminer le prisme de plus grande poussée (§ 3) s'appliquent également ici. La surface S du triangle ABF

Fig. 32.

(*fig.* 32) sera exprimée en fonction de α et de l'angle ω que fait le talus AC avec l'horizontale. Cette surface S est égale à :

$$S = \frac{AB}{2} \times MF = \frac{h}{2} AF \cos \omega.$$

Dans le triangle ABF, on a :

$$AF : h :: \sin\alpha : \sin\left(90^\circ - (\alpha + \omega)\right)$$

$$AF = \frac{h \sin \alpha}{\cos(\alpha + \omega)},$$

puis

$$S = \frac{h^2}{2} \frac{\cos \omega \sin \alpha}{\cos(\alpha + \omega)}.$$

Les équations générales d'équilibre, sont, en prenant les composantes verticales puis horizontales :

$$P = N \sin\alpha + Nf \cos\alpha$$
$$Q = N \cos\alpha - Nf \sin\alpha,$$

d'où, par des calculs identiques à ceux du § 3, on arrive à :

$$Q_t = P \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha + \varphi)};$$

remplaçant P par $d \times S$, il vient :

$$Q_t = \frac{dh^2}{2} \frac{\cos\omega \sin\alpha}{\cos(\alpha + \omega)} \times \frac{\cos(\alpha + \varphi)}{\sin(\alpha + \varphi)},$$

$$Q_t = \frac{dh^2}{2} \cos\omega \frac{\sin\alpha}{\cos(\alpha + \omega)} \frac{1}{\operatorname{tang}(\alpha + \varphi)}.$$

Le maximum de Q correspond au maximum de la fonction variable $y = \dfrac{\sin\alpha}{\cos(\alpha + \omega) \operatorname{tang}(\alpha + \varphi)}$ dont la recherche fait l'objet de la note B.

Si dans la valeur de Q on fait $\omega = o$, on obtient la valeur de Q trouvée pour le cas du terre-plein : $Q = \dfrac{dh^2}{2} \dfrac{\operatorname{tang}\alpha}{\operatorname{tang}(\alpha + \varphi)}$.

La poussée maximum sera donc :

$$Q_t = \frac{dh^2}{2} \cos\omega \frac{\sin\alpha_1}{\cos(\alpha_1 + \omega) \operatorname{tang}(\alpha_1 + \varphi)},$$

l'angle α_1 étant donné par l'expression :

$$\operatorname{tang}\alpha_1 = \frac{-\cos\omega \sin^2\varphi +}{\sin\varphi \cos\varphi \cos\omega - \sin\omega}$$
$$\frac{\sqrt{\cos^2\omega \sin^4\varphi + \sin\varphi \cos\varphi \cos\omega (\sin\varphi \cos\varphi \cos\omega - \sin\omega)}}{\sin\varphi \cos\varphi \cos\omega - \sin\omega}.$$

Lorsque $\omega = o$, l'angle α_1 devient égal à $\dfrac{a}{2}$ et le maximum de Q_t devient la poussée trouvée pour le terre-plein horizontal (voir note B).

Conditions de stabilité. — Les conditions de stabilité du mur seront les mêmes que dans le premier cas et seront exprimées par la même relation (formule n° 1 *bis* reproduite sous le n° 5 *bis*).

(5 *bis*) $$Q_t \frac{h}{3} < \frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q_t b.$$

Si au lieu d'un mur à section rectangulaire, on avait un mur avec fruit intérieur ou avec surplomb, on appliquerait à la poussée Q_t les coefficients trouvés pour appliquer la poussée Q, du cas n° 1, aux cas n° 2 et n° 4.

SIXIÈME ET DERNIER CAS.

§ 17. — MUR A PAREMENT VERTICAL SOUTENANT UN MASSIF LIMITÉ PAR UNE SURFACE QUELCONQUE, MAIS DÉFINIE.

Enfin, supposons que le massif, à partir de l'arête supérieure A du mur, soit limité par une surface dont la section transversale soit une courbe définie par la fonction : $y = f(x)$ rapportée à une horizontale, Ax, et à une verticale, Ay, prises pour axes de coordonnées. Il s'agit de trouver la position du plan de rupture donnant la poussée maximum (*fig.* 33).

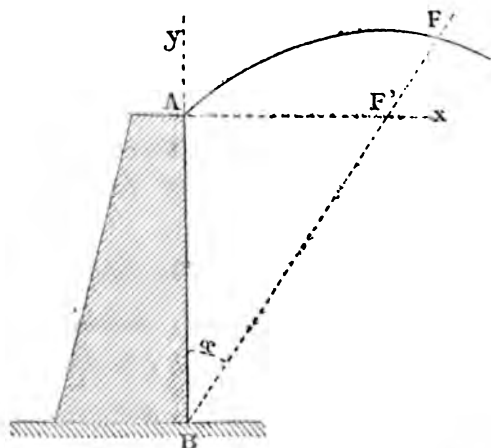
En appelant α l'angle formé avec le parement AB par un plan quelconque AF passant par B, on exprimera la surface AFF′, comprise entre la courbe, ce plan et l'axe des x, en fonction de $x =$ AF′, qui peut être lui-même exprimé en fonction de α.

$$x = h \operatorname{tang} \alpha.$$

On aura ainsi l'expression de la surface interceptée par le plan considéré au-dessus de l'horizontale Ax, dans la section transversale du massif, et par suite le poids du prisme correspondant, poids que nous avons appelé P dans le cinquième cas.

En posant les mêmes équations d'équilibre, on obtiendra la valeur de la poussée Q en fonction de α et on n'aura plus qu'à chercher le maximum de cette expression.

Fig. 33.



Si ce maximum ne peut pas se trouver algébriquement, on pourra toujours le déterminer au moyen d'une courbe tracée par points.

La valeur α_1 de l'angle α qui donne ce maximum étant connue, la poussée sera déterminée.

Le point d'application de cette poussée se trouvera facilement en menant la ligne BF qui correspond au plan de rupture (angle ABF $= \alpha_1$) et en projetant sur AB, parallèlement à BF, le centre de gravité de la surface ABF.

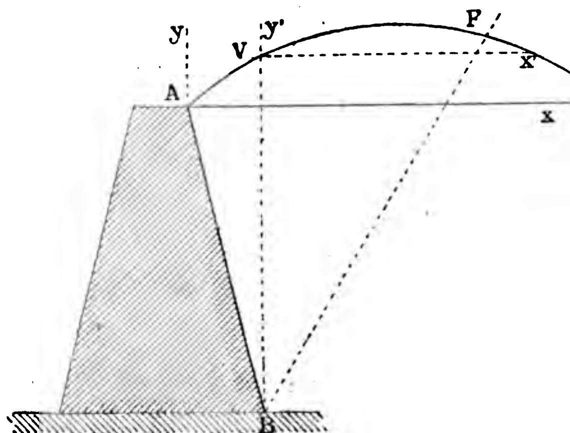
Si la courbe n'était pas définie, on chercherait une courbe définie algébriquement qui s'en rapprocherait autant que possible.

§ 18. — CAS D'UN MUR A PAREMENT INCLINÉ.

Si le mur, au lieu d'avoir un parement vertical, avait

un parement incliné AB (*fig.* 34), on procéderait comme dans le cas n° 2, c'est-à-dire qu'on mènerait par le point B une verticale qui déterminerait la section du prisme BAV, dont le poids augmente la stabilité du mur (cinquième cas).

Fig. 34.



Quant à la poussée, elle sera déterminée en considérant BV comme le parement vertical d'un mur de hauteur $h = BV$ et poussée par le massif qui s'étend à droite de ce parement, cas que nous venons de traiter.

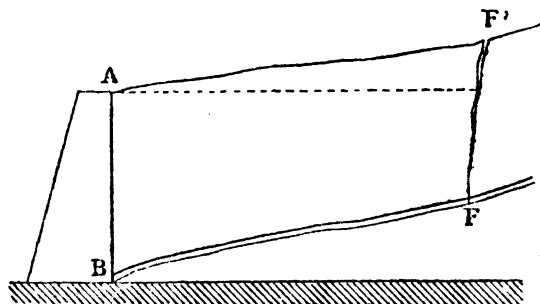
On voit que si la courbe est donnée par rapport à deux axes de coordonnées passant par le point A, pris pour origine, il faudra transporter cette origine au point V et trouver la nouvelle fonction $y' = f'(x')$ qui exprimera la courbe.

§ 19. — CAS D'UN TERRAIN ARGILEUX AVEC PETITS BANCS DE SABLE OU BANCS DE SUINTEMENT.

Dans ces terrains, la glaise se détrempe sous l'action de l'humidité contenue dans les petits bancs de sable, lorsque

l'eau peut y pénétrer et s'y accumuler, et le terrain glisse avec une très grande facilité sur ces bancs s'ils présentent une inclinaison vers le mur, même lorsque cette inclinaison est relativement douce, telle que BF (*fig.* 35), parce que le

Fig. 35.



frottement y est très faible. La plasticité de l'argile lui permet de céder à l'action de la pesanteur et de glisser sur sa base inclinée BF dont la surface est plus fortement détrempée par suite de son contact immédiat avec l'eau et n'offre plus qu'une très faible résistance de frottement.

Le prisme de plus grande poussée est alors limité par ce plan de glissement et devient ABF, par exemple, avec un volume considérable; une boursouflure se produit à la surface des terres, contre le mur, et détermine une fissure presque verticale FF′ qui termine ce prisme à une grande distance du mur.

Le calcul, dans ce cas, ne pourrait s'appliquer que si l'on connaissait le volume ABFF′ et on serait, dans tous les cas, conduit à donner au mur des dimensions qui dépasseraient le plus souvent celles qu'on admet en pratique.

La seule solution admissible dans ce cas consiste à opérer un assainissement énergique du massif au moyen d'un drainage qui s'étendra suffisamment loin et sera assez pro-

fond pour empêcher les terres de se détremper dans le voisinage du mur. Cet assèchement du massif diminuera considérablement les chances de glissement et ramènera le volume du prisme de plus grande poussée aux dimensions ordinaires.

Nous pouvons citer, comme exemple de ce genre de poussée, un éboulement qui s'est produit en octobre 1882, sur le chemin de fer de Lyon à Montbrison, près de Charbonnières, dans un talus de déblai de 3 mètres de hauteur soutenu par un mur en pierres sèches à parement extérieur incliné à 45°. Le sol voisin, composé d'une couche d'argile de 3 à 5 mètres d'épaisseur reposant sur un banc de gravier argileux perméable de $0^m,40$ d'épaisseur, appuyé lui-même sur une molasse tendre imperméable, s'est mis en mouvement d'un seul bloc sur 100 mètres de largeur et jusqu'à 200 mètres de distance du chemin de fer, bien que l'inclinaison moyenne du sol qui était la même que celle de la base de la couche d'argile, ne fût que de $0^m,10$ par mètre en moyenne. La plate-forme du chemin de fer fut déplacée transversalement et soulevée; l'une des voies fut abandonnée provisoirement et l'autre dut être redressée et ripée. Une fissure verticale limitait le contour de l'éboulement.

Voici l'explication de ce glissement :

La voie était établie dans une masse argileuse provenant d'éboulements très anciens qui obstruaient en partie l'écoulement des eaux amenées par le banc de suintement. A la suite des pluies persistantes des mois de septembre et d'octobre, la couche perméable a reçu plus d'eau qu'elle n'en laissait couler par son extrémité inférieure, elle a été saturée entièrement et l'eau a non seulement détrempé fortement la couche d'appui du banc d'argile, mais encore pénétré par pression dans tout le banc qui, par suite, a acquis une plasticité suffisante pour se mettre en mouvement tout d'une pièce sous l'action de la gravité et même pour pouvoir prendre une surface ondulée sans déchire-

ment; quelques fissures apparaissaient çà et là sur les points où le plan de glissement avait présenté plus de résistance.

On eût prévenu cet accident par un drainage des talus, prolongé suffisamment au delà des anciens éboulements pour assurer l'écoulement des eaux du banc perméable et empêcher le massif d'être détrempé dans le voisinage du chemin de fer.

Le grand éboulement qui s'est produit au commencement du mois de janvier 1883, sur le chemin de fer de Lyon à Genève, près du fort de l'Écluse, est dû à une cause semblable, bien que la coupe du terrain ne soit pas la même.

CHAPITRE II.

APPLICATIONS.

Nous venons de donner les formules qui mesurent la poussée des terres ainsi que la stabilité du mur dans tous les principaux cas qu'on peut rencontrer en pratique; il nous reste à en faire l'application. Nous en profiterons pour apprécier l'influence de chacun des éléments soit de la résistance du mur, connaissant la forme de la section, la densité de la maçonnerie et la résistance des mortiers, soit de la poussée, connaissant l'angle φ du talus naturel ou la cohésion des terres; nous mesurerons leur importance relative au point de vue de la stabilité ainsi que les conséquences des variations qu'ils peuvent subir. On verra ainsi plus nettement ce qu'on doit faire et ce qu'on doit éviter en pratique.

Auparavant, nous allons résumer les résultats obtenus, en adoptant les notations indiquées au paragraphe 2 et les numéros donnés aux formules dans le chapitre précédent.

§ 1er. — RÉCAPITULATION.

Mur à parement intérieur vertical.

Poussée. Stabilité.

$$P = \frac{dh^2}{2} \cdot \frac{\text{tang}\frac{a}{2}}{\text{tang}\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)}, \qquad (1\ bis)\ Q\frac{h}{3} < \frac{b^2t}{2} + \pi c + fQ.b.$$

$$Q = \frac{dh^2}{2}\,\text{tang}^2\frac{a}{2}.$$

Mur à parement intérieur incliné ou avec retraites.

$$Q_f = \frac{dh^2}{2}\,\frac{\text{tang}\frac{a}{2}}{\text{tang}\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)} \qquad (2\ bis)\ Q_f\frac{h}{3} < \frac{b^2t}{2} + \pi c + p.\text{OK} + fu(Q_f\cos\theta + p.\sin\theta),$$

avec $p = \frac{dh^2}{2}\,\text{tang}\,\theta$; $u = b\cos\theta$; pression sur $\text{AB} = Q\cos\theta + p\sin\theta$.

Mur à parement vertical supportant une surcharge.

$$Q_c = Q\left(1 + \frac{2h'}{h}\right). \qquad (3\ bis)\ Q_c\,\frac{\frac{h}{3}+h'}{\frac{h}{2}+h'} < \frac{b^2t}{2} + \pi c + fQ_c b.$$

Mur à parement intérieur en surplomb.

$$Q_s = \frac{dh^2}{2}\,\frac{\text{tang}\frac{a}{2}}{\text{tang}\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)}(1 - \text{tg}\,\theta\,\text{tg}\,\varphi). \qquad (4\ bis)\ Q_s\frac{h}{3} < \frac{b^2t}{2} + \pi c + fQ_s\cos\theta\, u.$$

Mur à parement vertical soutenant un massif avec talus.

$$Q_t = \frac{dh^2}{2}\cos\omega\,\frac{\sin\alpha_1}{\cos(\alpha_1+\omega)\,\text{tang}(\alpha_1+\varphi)} \qquad (5\ bis)\ Q_t\frac{h}{3} < \frac{b^2t}{2} + \pi c + fQ_t b.$$

avec : $\text{tang}\,\alpha_1 = \dfrac{-\cos\omega\sin^2\varphi + \sqrt{\cos^2\omega\sin^4\varphi + \sin\varphi\cos\varphi\cos\omega\,(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega)}}{\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega}.$

§ 2. — MUR A PROFIL RECTANGULAIRE.

Considérons un mur de 10 mètres de hauteur soutenant un massif de terre dont l'angle φ soit de 40° et le poids de 1 600 kilogrammes par mètre cube; supposons d'abord que la maçonnerie soit légère et ne pèse que 1 700 kilogrammes par mètre cube. Adoptons pour la section du mur la forme rectangulaire qui est la plus défavorable à la stabilité, comme nous l'avons vu, et cherchons l'épaisseur b que doit avoir le mur pour être en équilibre strict; nous aurons :

$$h = 10^{\mathrm{m}};\quad d = 1\,600^{\mathrm{kg}};\quad \varphi = 40^\circ;\quad \frac{a}{2} = 25^\circ;$$

$$\pi = bh\,1\,700^{\mathrm{kg}} = b \times 17\,000^{\mathrm{kg}};\quad c = \frac{b}{2};\quad f = \operatorname{tang} 40^\circ = 0{,}84;$$

$$t = 1^{\mathrm{kg}} \text{ par } cm^2 = 10\,000^{\mathrm{kg}}.$$

La poussée Q des terres sur le parement intérieur sera :

$$Q = \frac{1\,600^{\mathrm{k}} \times 100}{2}\,\frac{\operatorname{tang} 25^\circ}{\operatorname{tang} 65^\circ} = 80\,000^{\mathrm{k}} \times 0{,}21744 = 17\,395^{\mathrm{k}}.$$

Pour que le mur soit à l'état d'équilibre strict, il faut qu'on ait :

$$Q\,\frac{h}{3} = \frac{b^2 t}{2} + \pi c + fQb$$

ou :

$$Q\left(\frac{10}{3} - 0{,}84\,b\right) = \frac{b^2\,10\,000}{2} + \frac{b^2\,17\,000}{2}$$

d'où nous tirerons la valeur de b.

$$17\,395\left(\frac{10}{3} - 0{,}84\,b\right) = b^2\,\frac{10\,000}{2} + \frac{b^2}{2}\,17\,000$$

$$57\,983 - 14\,611\,b = 5\,000\,b^2 + 8\,500\,b^2$$

$$13\,500\,b^2 + 14\,611\,b - 57\,983 = 0.$$

$$b^2 + 1,08\, b - 4,29 = 0.$$

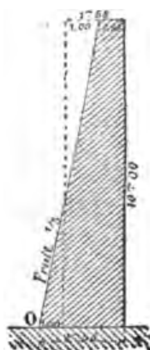
$$b = -0,54 \pm \sqrt{0,54^2 + 4,29} = -0,54 \pm \sqrt{4,52} = -0,54 \pm 2,12$$
$$= 1^m,58.$$

Ce mur, qui serait alors à l'état d'équilibre statique, aurait donc une section transversale de $10 \times 1,58 = 15^{mq},80$ et pèserait par mètre courant $15,8 \times 1700^k = 26\,860^{kg}$.

§ 3. — INFLUENCE DU FRUIT EXTÉRIEUR.

Si nous adoptons (*fig.* 36) un fruit de 1/5 sans changer

Fig. 36.



la section $= 15^{m^2},8$, la base deviendra $b = 2^m,58$ et la largeur du couronnement $0^m, 58$; le poids du mur restera $15,8 \times 1\,700 = 26\,860$ kilogrammes. La distance c du point O à la verticale passant par le centre de gravité du mur, se trouvera facilement en prenant, par rapport au point O la somme des moments des surfaces du rectangle et du triangle qui composent la section trapézoïdale et en divisant par la surface totale $15^{m^2},8$.

$$0,58 \times 10 \times 2,29 + \frac{2}{2}\, 10 \times 1,33 = 15,8\,x$$

$$x = \frac{13,27 + 13,3}{15,8} = 1^{m},68 = c.$$

Le mur, au lieu d'être en équilibre strict, ce qui correspond à un coefficient de stabilité égal à l'unité, sera stable et son coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\frac{b^2t}{2} + \pi c + fQb}{Q\frac{h}{3}}$$

$$\text{ou} \quad \frac{\frac{6,66 \times 10\,000}{2} + 26\,860^{k} \times 1,68 + 0,84 \times 17\,395 \times 2,58}{17\,395 \times \frac{10}{3}}$$

$$\text{ou} \quad \frac{33\,300 + 45\,125 + 37\,695}{57\,983} = \frac{116\,120}{57\,983} = 2,00,$$

coefficient qui serait plus que suffisant en pratique et qui constitue une amélioration de 100 p. 100 sur la stabilité primitive.

§ 4. — INFLUENCE DE LA DENSITÉ DES MAÇONNERIES.

Si la maçonnerie est lourde et pèse 2 500 kilogrammes par mètre cube, par exemple, le poids π sera de 39 500 kilogrammes et le coefficient de stabilité devient :

$$\frac{33\,300 + 66\,360 + 37\,695}{57\,983} = \frac{137\,355}{57\,983} = 2,37.$$

§ 5. — INFLUENCE DE LA RÉSISTANCE DES MAÇONNERIES A L'ARRACHEMENT.

Si l'on fait abstraction de la résistance des maçonneries

à l'arrachement, le terme $\frac{b^2 t}{2}$ de l'expression précédente sera nul, le numérateur sera diminué du terme 33 300 kilogrammes et le coefficient de stabilité deviendra :

$$\frac{82\,820}{57\,983} = 1{,}43.$$

Si, au contraire, on employait un mortier donnant une résistance à l'arrachement de 2 kilogrammes par centimètre carré, le premier terme serait doublé et deviendrait 66 600. Le coefficient de stabilité serait :

$$\frac{149\,420}{57\,983} = 2{,}52,$$

et comme, en pratique, on peut se contenter d'un coefficient de stabilité moindre, on serait conduit, dans ce cas, à diminuer le volume des maçonneries.

§ 6. — INFLUENCE DE LA COHÉSION.

On mesurerait de même l'influence des variations de l'angle φ et de la *cohésion*. Si celle-ci portait, par exemple, l'angle de frottement-cohésion à 55° seulement on aurait :

$$f' = \operatorname{tang} \varphi' = 1{,}428\,; \quad \varphi' = 55^\circ; \quad a = 55^\circ$$

Q deviendrait :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \frac{\operatorname{tang} \frac{a}{2}}{\operatorname{tang}\left(\frac{a}{2} + \varphi'\right)} = \frac{1\,600^k \times 100}{2} \frac{\operatorname{tang} 17^\circ 30'}{\operatorname{tang} 72^\circ 30'}$$

$$Q = 80\,000 \times 0{,}10 = 8\,000^k.$$

Le coefficient de stabilité deviendrait dans ce cas :

$$\frac{33\,300 + 45\,125 + 1{,}428 \times 8\,000 \times 2{,}58}{8\,000 \times \frac{10}{3}}$$

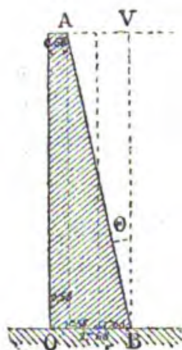
$$= \frac{33\,300 + 45\,125 + 29\,440}{26\,666} = \frac{107\,865}{26\,666} = 4{,}0,$$

stabilité beaucoup trop grande qui permettrait de réduire considérablement le volume des maçonneries.

§ 7. — INFLUENCE DU FRUIT INTÉRIEUR.

Reprenons le profil rectangulaire d'équilibre strict et donnons au parement intérieur un fruit de 1/5 (*fig.* 37);

Fig. 37.



la base aura une largeur de $2^m{,}58 = b$; l'angle θ aura pour tangente $\frac{1}{5}$ d'où $\theta = 11^\circ\ 18'\ 40''$; prenons 11° pour simplifier; nous prendrons encore.

$$\varphi = 40^\circ;\ d = 1\,600^k;\ \pi = bh\,1\,700^k = 26\,860^k;$$
$$f = \text{tang}\,40^\circ = 0{,}84;\ t = 10\,000^k.$$

On aura :

$$Q_f = \frac{dh^2}{2}\,\frac{\text{tang}\,\frac{a}{2}}{\text{tang}\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)} = \frac{1\,600 \times 100}{2}\,\frac{\text{tang}\,25^\circ}{\text{tang}\,65^\circ} = 17\,395^k.$$

Le coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\frac{b^2 t}{2} + \pi c + p\,\mathrm{OK} + f u (\mathrm{Q}_f \cos\theta + p \sin\theta)}{\mathrm{Q}\frac{h}{3}}$$

Le premier terme $\frac{b^2 t}{2}$ a déjà été calculé ; c se trouvera par le théorème des moments en décomposant la section du mur en un rectangle et un triangle.

$$10 \times 0{,}58 \times \frac{0{,}58}{2} + 10 \times \frac{2}{2} \times (0{,}58 + 0{,}66) = 15{,}80\,c$$

$$c = \frac{1{,}68 + 12{,}40}{15{,}80} = \frac{14{,}08}{15{,}80} = 0^{\mathrm{m}},89$$

p = poids du prisme de terre ABV $= 10 \times \frac{2}{2} \times 1600^{\mathrm{k}} = 16\,000^{\mathrm{k}}$;

$\mathrm{OK} = 2{,}58 - 0{,}66 = 1^{\mathrm{m}},92$; $u = b \cos\theta = 2{,}58 \times 0{,}98 = 2^{\mathrm{m}},53$.

Le coefficient de stabilité devient :

$$\frac{33\,300 + 26\,860 \times 0{,}89 + 16\,000 \times 1{,}92 + 0{,}84 \times 2{,}53}{17\,395 \times \frac{10}{3}}$$

$$\frac{\times (17\,395 \times 0{,}98 + 16\,000 \times 0{,}19)}{17\,395 \times \frac{10}{3}} =$$

$$\frac{33\,300 + 23\,905 + 30\,720 + 42\,684}{57\,983} = \frac{130\,609}{57\,983} = 2{,}25.$$

Le fruit intérieur est donc encore plus avantageux que le fruit extérieur comme cela était facile à prévoir. Lorsqu'on ne pourra pas adopter à la fois les deux fruits, on devra choisir de préférence le fruit intérieur. C'est du reste ce qu'on fait généralement. Mais ce fruit est très limité parce que si l'on voulait le prendre un peu fort, on serait conduit à exagérer la base OB et par suite le cube des maçonneries.

Si l'on appliquait à ce mur la règle pratique qui veut

que l'épaisseur moyenne soit égale au tiers de la hauteur, on lui donnerait une épaisseur moyenne de $\frac{10}{3} = 3^m,33$. La largeur en couronnement étant de $0^m,58$ la base devrait avoir une largeur de $6^m,08$, et le coefficient de stabilité deviendrait beaucoup plus grand que 2,25. On voit donc combien on a été conduit jusqu'ici à exagérer les dimensions des murs de soutènement par suite de l'incertitude qui accompagnait les diverses solutions proposées et combien on pourra, à l'avenir, réduire la section lorsqu'on sera fixée sur le talus naturel maximum que peuvent prendre les terres soutenues dans les circonstances les plus défavorables.

§ 8. — PRESSION SUR LE PAREMENT AB ET SUR LA BASE OB.

La pression normale au parement AB du mur sera la somme des deux composantes de la pression Q et du poids

Fig. 38.

du prisme ABV (*fig.* 38) prises normalement à ce parement :

$$Q \cos \theta + p \sin \theta = 13\,854^{k},$$

elle passera au tiers de BA.

La composante verticale de la pression sur la base du mur sera évidemment la somme du poids π de la maçonnerie et du poids du prisme p, $\pi + p = 26\,860 + 16\,000 = 42\,860$ kilogrammes, la poussée Q étant horizontale.

Le point d'application de la pression résultante totale sur les fondations s'obtiendra facilement en composant d'abord Q avec le poids p du prisme ABV, puis en composant cette résultante avec le poids π du mur. On peut le faire soit graphiquement, soit par un calcul très simple, puisque ces forces sont connues en grandeur et en position.

Ainsi, en composant Q et p qui passent par le point S au tiers de BA, on obtient la résultante R_1 qui coupe la verticale du poids π en I. On connaît la distance IK, d'après la position du centre de gravité du mur et l'angle SIK dont la tang. est $\frac{SK}{IK} = \frac{p}{Q}$. La position du point I étant connue, la résultante finale R_2 sera obtenue en composant R_1 compté à partir de I, avec π, ou, ce qui revient au même, Q avec $(p + \pi)$ mesurés à partir de I. L'angle Q_1IR_2 aura donc pour tangente $\frac{\pi + p}{Q}$. Cet angle étant connu, le point M se trouvera facilement.

On peut aussi trouver la position du point M par l'application du théorème des moments (le moment de la résultante par rapport à un point est égal à la somme des moments de ses composantes), en prenant ces moments successivement par rapport aux points O et B ; on n'aura plus ensuite qu'à diviser OB en deux parties proportion-

nelles aux bras de levier, r et q, de la résultante pris par rapport à ces points.

La pression verticale maximum sur la base s'obtiendra facilement en se rappelant que si la distance de M à l'arête O est inférieure au tiers de la base, la pression moyenne sera la pression totale répartie sur 3MO

$$\frac{\pi + p}{3\overline{MO}}$$

et que la pression maximum vers l'arête O est le double de cette pression moyenne.

§ 9. — MUR EN SURPLOMB.

Considérons le même profil de 10 mètres de hauteur et 1^{m},58 de base (*fig.* 39), mais construit en surplomb avec

Fig. 39.

un fruit intérieur de 1/5 ce qui donne une section dont le centre de gravité tombe dans le voisinage de l'arête B de la base.

En même temps, donnons au mur un fruit extérieur obtenu en réduisant la largeur de son couronnement de 1 mètre pour augmenter d'autant sa base. Le couronnement aura $0^m,58$ de largeur et la base $2^m,58$. Nous aurons comme précédemment :

$$\theta = 11^\circ;\ \text{tang}\,\theta = \frac{1}{5};$$

φ, d, π, f, t, u, $\cos\theta$ et $\sin\theta$ conservent leurs valeurs.

$$Q_s = Q(1 - \text{tang}\,\theta\,\text{tang}\,\varphi) = \frac{dh^2}{2}\,\frac{\text{tang}\,\frac{a}{2}}{\text{tang}\left(\frac{a}{2}+\varphi\right)}(1 - \text{tang}\,\theta\,\text{tang}\,\varphi)$$

$$\varphi = 40^\circ;\quad \text{tang}\,\varphi = 0,84;\quad \text{tang}\,\theta\,\text{tang}\,\varphi = 0,168$$

$$Q_s = Q(1 - 0,168)\quad Q_1 = Q \times 0,832 = 17\,395^k \times 0,832 = 14\,472^k.$$

Le coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\frac{b^2t}{2} + \pi c + fQ_s\cos\theta\, u}{Q_s\,\frac{h}{3}}.$$

c se trouvera en décomposant la section du mur en deux triangles par une ligne partant de B et aboutissant à l'arête intérieure du couronnement et en cherchant les moments des poids de ces triangles.

$$2,58 \times \frac{10}{2} \times 2,19 + 0,58 \times \frac{10}{2} \times 3,72 = 15,80 \times c$$

$$c = \frac{28,25 + 10,79}{15,80} = \frac{39,04}{15,80} = 2^m,47$$

$$u = b\cos\theta = 2^m,53$$

Le coefficient de stabilité doivent :

$$\frac{33\,300 + 26\,860 \times 2,47 + 0,84 \times 14\,472 \times 0,98 \times 2,53}{36\,783^k}$$

$$= \frac{33\,300 + 66\,344 + 29\,957}{36\,783} = \frac{129\,601}{36\,783} = 3,5.$$

Ce coefficient est très élevé et permettrait de réduire considérablement les maçonneries; il est supérieur à celui du profil avec fruit intérieur qui a donné un coefficient de 2,25. On voit donc que l'avantage du profil en surplomb se révèle pour des inclinaisons relativement faibles. Cet avantage va en croissant avec le surplomb. Comme on peut adopter ici un fruit considérable en donnant un fruit très fort au parement extérieur, on arrive à réduire beaucoup le cube des maçonneries, ce qu'on ne peut pas faire avec le fruit intérieur.

Nous ne donnons pas d'exemple de mur avec surcharge, le calcul ne présentant aucune difficulté et donnant des résultats qu'on peut prévoir d'avance.

§ 10. — MUR SOUTENANT UN MASSIF AVEC TALUS SUPÉRIEUR INDÉFINI.

Considérons un mur ayant le profil rectangulaire primitif et soutenant un massif terminé à la partie supérieure du mur par un talus indéfini faisant un angle de 30° avec l'horizontale.

La poussée sera :

$$Q_t = \frac{dh^2}{2} \cos\omega \frac{\sin\alpha_1}{\cos(\alpha_1 + \omega)\operatorname{tang}(\alpha_1 + \varphi)}$$

avec

$$\operatorname{tang}\alpha_1 = \frac{-\cos\omega\sin^2\varphi \pm}{\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega}$$

$$\frac{\sqrt{\cos^2\omega\sin^4\varphi + \sin\varphi\cos\varphi\cos\omega(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega)}}{\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega},$$

Nous avons ici :

$$\omega = 30°, \quad \varphi = 40°, \quad f = \operatorname{tang}\varphi = 0,84.$$

Il viendra :

$$\tang \alpha_1 = \frac{-0,3578 \pm \sqrt{0,1280 + 0,1818 - 0,2132}}{0,4264 - 0,5} = \frac{-0,3578 \pm 0,310}{-0,0736}$$

$$\tang \alpha_1 = \frac{-0,0478}{-0,0736} = 0,65 \qquad \alpha_1 = 33°1',$$

ou :

$$\tang \alpha_1 = \frac{-0,6678}{-0,0737} = 9,06 \qquad \alpha_1 = 83°42'.$$

Cet angle 83°42′ ne répondant pas au problème, nous devons prendre la première solution :

$$\alpha_1 = 33°1', \quad \text{soit } 33°.$$

La poussée aura donc pour valeur :

$$Q_t = \frac{dh^2}{2} \cos 30° \frac{\sin 33°}{\cos 63° \tang 73°} = \frac{1\,600^k \times 100}{2} \times 0,3176 = 25\,408^k.$$

Le coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q_t + b}{Q_t \frac{h}{3}}.$$

Nous pouvons soit maintenir les dimensions du profil trouvé dans le cas n° 1 et chercher le coefficient de stabilité qui sera évidemment plus petit que l'unité, ou bien calculer la base b de manière que ce coefficient soit égal à l'unité (*équilibre statique*).

Dans la première hypothèse, nous aurons pour le coefficient de stabilité :

$$\frac{\frac{b^2 t}{2} + \pi c + f Q_t b}{Q_t \frac{h}{3}}$$

$$= \frac{\frac{1{,}58^2 \times 10\,000}{2} + \frac{1{,}58^2 \times 17\,000^k}{2} + 0{,}84 \times 25\,408 \times 1{,}58}{25\,408 \times \frac{10}{3}}$$

$$= \frac{12\,482 + 21\,219 + 33\,714}{84\,693} = \frac{67\,415}{84\,693} = 0{,}796.$$

Dans la seconde hypothèse, nous aurons, pour déterminer la base b, la relation :

$$Q_t\left(\frac{h}{3} - fb\right) = \frac{b^2t}{2} + \pi c$$

$$25\,408^k\left(\frac{10}{3} - 0{,}84\,b\right) = \frac{b^2\,10\,000}{2} + \frac{b^2\,17\,000^k}{2}$$

$$84\,693 - 21\,343\,b = 5\,000\,b^2 + 8\,500\,b^2$$

$$13\,500\,b^2 + 21\,343\,b - 84\,693 = 0$$

$$b^2 + 1{,}58\,b - 6{,}27 = 0$$

$$b = -0{,}79 \pm \sqrt{\overline{0{,}79}^2 + 6{,}27} = -0{,}79 \pm \sqrt{6{,}89} = -0{,}79 + 2{,}62$$
$$= 1^m{,}83.$$

Le cube de la maçonnerie se trouve donc, pour ce profil, et à cause du talus supérieur, augmenté dans le rapport des bases, c'est-à-dire dans la proportion de 1,58 à 1,83 ou de 1 à 1,16.

Ces exemples montrent avec quelle facilité on peut résoudre tous les problèmes relatifs aux murs de soutènement.

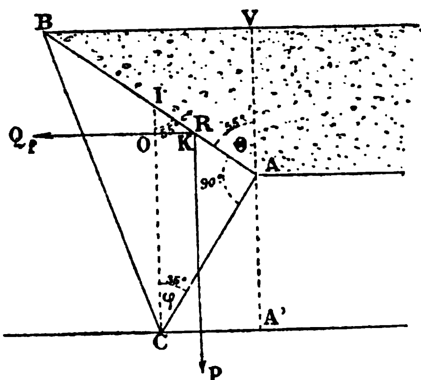
§ 11. — CALCUL NUMÉRIQUE DU PRISME DU GÉNÉRAL ARDANT.

Supposons d'abord le massif arasé horizontalement au niveau de l'angle supérieur B du prisme (*fig.* 40), nous aurons :

$$Q_f = \frac{dh^2}{2}\,\mathrm{tang}^2\frac{a}{2},$$

$$p = d\,\frac{\overline{BV}\,h}{2} = \frac{dh^2}{2}\tang\theta.$$

Fig. 40.



Vérifions si, dans ce cas, l'inégalité (2 *bis*) donnant la stabilité du prisme considéré comme mur de soutènement est satisfaite.

Nous avons ici, comme on l'a vu au § 9 du chapitre Ier :

$$Q_f\left(\frac{h}{3} + AA' - f\,AC\sin\varphi\right) < p\,(OK + f\,AC\cos\varphi),$$

ou :

$$(a) \qquad \frac{dh^2}{2}\tang^2\frac{a}{2}\left(\frac{h}{3} + AA' - f\,AC\sin\varphi\right) < \frac{dh^2}{2}\tang\theta\,(OK + f\,AC\cos\varphi).$$

Calculons AA′, AC et OK en remarquant que φ et θ sont complémentaires par construction. On aura :

$AA' = AC\cos\varphi = AC\sin\theta$

$AC = AI\tang\theta$

$AI = \frac{AB}{2} = \frac{h}{2\cos\theta}$

$AC = \frac{h\tang\theta}{2\cos\theta}$

$AA' = \frac{h\tang\theta}{2\cos\theta}\sin\theta = \frac{h}{2}\tang^2\theta$

$OK = RI\cos\varphi$

$RI = AI - AR = \frac{AB}{2} - \frac{AB}{3} = \frac{AB}{6} = \frac{h}{6\cos\theta}$

$OK = \frac{h\cos\varphi}{6\cos\theta} = \frac{h\sin\theta}{6\cos\theta} = \frac{h}{6}\tang\theta$

$f = \tang\varphi = \frac{1}{\tang\theta}$

L'inégalité (a) devient :

(b)

$$\operatorname{tang}^2 \frac{a}{2}\left(\frac{h}{3}+\frac{h}{2}\operatorname{tang}^2\theta - f\frac{h\operatorname{tang}\theta}{2\cos\theta}\cos\theta\right) < \operatorname{tang}\theta\left(\frac{h}{6}\operatorname{tang}\theta + f\frac{h\operatorname{tang}\theta}{2\cos\theta}\sin\theta\right)$$

$$\operatorname{tang}^2\frac{a}{2}\left(\frac{h}{3}+\frac{h}{2}\operatorname{tang}^2\theta-\frac{h}{2}\right) < \operatorname{tang}\theta\left(\frac{h}{6}\operatorname{tang}\theta+\frac{h}{2}\operatorname{tang}\theta\right)$$

$$h\operatorname{tang}^2\frac{a}{2}\left(\frac{\operatorname{tang}^2\theta}{2}-\frac{1}{6}\right) < h\operatorname{tang}^2\theta \times \frac{2}{3}.$$

En remplaçant a et φ par leurs valeurs : $a = 90° - \varphi = 55°$, $\frac{a}{2} = 27°30'$, $\theta = 55°$, on trouve : $\operatorname{tang}^2\frac{a}{2} = 0,2697$, $\operatorname{tang}^2\theta = 2,039$ et l'inégalité devient :

$$0,2697\left(\frac{2,039}{2}-\frac{1}{6}\right) < \frac{2}{3}\,2,039$$

$$\frac{0,2697\,(6,117-1)}{6} < \frac{4,078}{3}$$

$$0,2425 < 1,359$$

L'inégalité étant satisfaite, le prisme doit être stable même sans avoir besoin de surélever le massif de sable au-dessus du niveau BV. Nos formules rendent donc parfaitement compte de l'expérience.

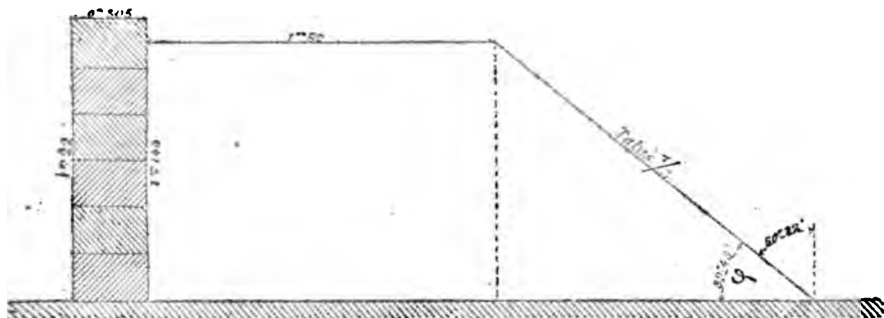
§ 12. — EXPÉRIENCE DE BAKER.

Nous avons pensé qu'il serait intéressant d'appliquer nos formules à l'expérience n° 1 décrite par Baker dans le volume LXV des *Minutes of proceedings* de la Société des Ingénieurs civils de Londres, et rappelée par M. Flamant dans sa note sur la poussée des terres pour établir que la poussée ne doit pas être horizontale.

Il s'agit du mur à section rectangulaire de $1^m,22$ de hauteur et de $0^m,305$ d'épaisseur, formé de blocs de bois empilés et soutenant un tas de cailloux cassés arasé hori-

zontalement à $1^m,143$ de hauteur sur $1^m,50$ de largeur (*fig.* 41). La densité du bois était de 0,737, celle des cailloux 1,615 à cause des vides. Le talus naturel était de $1^m,20$ de base pour 1 de hauteur.

Fig. 41.



Remarquons que le talus naturel partant du pied du mur viendrait rencontrer la plate-forme supérieure avant le talus qui terminait le tas du côté opposé au mur et que, par conséquent, le prisme de plus grande poussée était entier.

Appliquons nos formules 1 et 2 à la détermination de la poussée Q et de la stabilité, en remarquant que la résistance à l'arrachement de la base du mur sur le sol est nulle. On a ici :

$$\text{tang}\,\varphi = \frac{1}{1,2}$$

$$\varphi = 39°48'$$

$$\alpha = 50°12'$$

$$\frac{\alpha}{2} = 25°6'$$

$$\left(\frac{\alpha}{2} + \varphi\right) = 64°54'$$

Section du mur $1^m,22 \times 0^m,305 = 0^{m2},3721$

Poids $\pi = 0,3721 \times 737^k = 274^k$

$b = 0^m,305$

$c = 0^m,152$

$u = b = 0^m,305$

$f = \text{tang } 39°48' = 0,8332$

$t = 0$

$$Q = \frac{1615^k \times \overline{1,143}^2}{2} \times \frac{\text{tang } 25°6'}{\text{tang } 64°54'} = 1054^k \times 0,2194 = 231^k.$$

Le coefficient de stabilité sera :

$$\frac{\pi c + fQb}{Q\frac{h}{3}}$$

ou :

$$\frac{274^k \times 0,152 + 0,8332 \times 231^k \times 0,305}{231 \times 0,381} = \frac{41,648 + 58,674}{88,011}$$

$$= \frac{100,322}{88,011} = 1,14.$$

Ce coefficient étant supérieur à l'unité, il n'est pas surprenant que le mur en question n'ait pas été renversé.

On voit donc que nos formules coïncident parfaitement avec toutes les expériences citées.

Ici, comme les matériaux composant le mur n'étaient pas reliés par du mortier, les blocs de bois auraient pu glisser sous l'action de la poussée; ce déplacement ne s'étant pas produit, l'expérience prouve que les surfaces de contact étaient telles que le coefficient de frottement à la base du mur était supérieur à $\frac{231}{275} = 0,84$. Ce coefficient est élevé, mais il n'est pas cependant extraordinaire comme frottement au départ de blocs à surfaces vraisemblablement plus ou moins rugueuses et humides. Peut-être aussi les

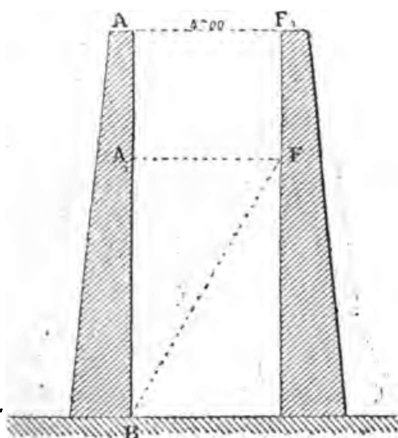
cailloux se seraient-ils tenus du côté du mur, sous un talus plus raide que du côté extérieur, circonstance qu'il est difficile d'apprécier, l'auteur ne disant pas comment on a procédé pour entasser les cailloux derrière le mur.

Dans tous les cas, l'équilibre du mur était bien près d'être rompu soit par glissement sur la base, soit par rotation.

§ 13. — REMBLAI DE 4 MÈTRES D'ÉPAISSEUR COMPRIS ENTRE DEUX MURS DE 10 MÈTRES DE HAUTEUR A PAREMENTS INTÉRIEURS VERTICAUX.

Nous avons vu que la poussée contre le parement AB (*fig.* 42) est égale à celle d'un massif qui serait arasé

Fig. 42.



horizontalement au niveau du point F où le plan de rupture BF vient couper le parement du mur opposé, et qui serait surchargé d'un massif vertical sur le restant de la hauteur FF_1 (troisième cas).

Prenons, comme dans les autres exemples, un terrain

dont l'angle φ du talus naturel soit égal à 40° $= \varphi$, l'angle ABF, calculé dans le premier exemple de ce chapitre, a été trouvé égal à 25° $= \frac{a}{2}$; nous aurons donc :

$$AB = 10^m \quad A_1B = \frac{A_1F}{\text{tang}\,\frac{a}{2}} = \frac{4^m}{\text{tang}\,25^\circ} = 8^m,578$$

et, par suite :

$$AA_1 = FF_1 = 10^m - 8^m,578 = 1^m,422.$$

La valeur de la poussée est donnée ici par la formule $Q_t = Q\left(1 + \frac{2h'}{h}\right)$ dans laquelle $h = A_1B = 8^m,578$ et $h' = AA_1 = 1^m,422$.

La valeur de Q, calculée pour la valeur h, est :

$$Q = \frac{dh^2}{2}\,\text{tang}^2\,\frac{a}{2} = \frac{1\,600^k \times 73,58}{2} \times 0,21744 = 58\,864 \times 0,21744$$
$$= 12\,799^k.$$

On aura donc :

$$Q_t = 12\,799^k\left(1 + \frac{2 \times 1^m,422}{8,578}\right) = 12\,799 \times 1,33 = 17\,065^k.$$

Cette poussée a son point d'application au-dessus du point B, à la distance x déterminée par la relation :

$$x = h \times \frac{\frac{h}{3} + h'}{h + 2h'} = 8,578 \times \frac{2,859 + 1,422}{8,578 + 2,844} = 8,578 \times 0,37 = 3^m,17.$$

Il faut, en outre, calculer la poussée sur la partie $AA_1 = h'$ du parement qui soutient la surcharge. Cette poussée est égale à :

$$Q' = \frac{dh'^2}{2}\,\text{tang}^2\,\frac{a}{2}$$

$$Q' = \frac{1\,600 \times 2,02}{2} \times 0,21744 = 1\,616 \times 0,21744 = 351^k.$$

Cette poussée passe au tiers de AA_1 à partir de A_1, c'est-à-dire une distance du point B égale à :

$$8^m,578 + 0^m,474 = 9^m,052.$$

La résultante totale de la poussée des terres sur AB sera donc égale à :

$$Q_c + Q' = 17\,065 + 351 = 17\,416^k.$$

Cette poussée définitive passe à une distance du point B égale à :

$$\frac{17\,065^k \times 3^m,17 + 351^k \times 9^m,05}{17\,416} = \frac{57\,272}{17\,416} = 3^m,28.$$

Ces résultats auraient pu être obtenus directement et plus simplement en calculant la poussée exercée sur le parement AB par un terre-plein de largeur indéfinie comme nous en avons fait la remarque au § 11, chapitre Ier.

Nous aurons ici :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2}$$

$$Q = \frac{1\,600 \times 100}{2} \times 0,21744 = 17\,395.$$

Cette poussée passe au tiers de AB soit à $3^m,33$ au-dessus du point B. On voit que c'est à quelques kilogrammes et à quelques centimètres près ce que nous avons trouvé ci-avant. La différence provient des décimales que nous avons négligées.

CHAPITRE III.

EXPÉRIENCES.

§ 1er. — EXPÉRIENCES AYANT POUR BUT L'ÉTUDE DES PHÉNOMÈNES RELATIFS AU PLAN DE RUPTURE.

Pour étudier les phénomènes qui se produisent dans un massif de terre au moment où le mur qui le soutient vient à se déplacer parallèlement à lui-même en glissant sur sa base, nous nous sommes servi d'un aquarium ayant la forme d'un parallélipipède rectangle, dont les quatre faces latérales étaient formées de glaces transparentes. Une cloison transversale en planche placée parallèlement aux petites faces de cette caisse et retenue à la main ou au moyen d'arrêts faciles à déplacer, divisait l'aquarium en deux compartiments et servait à soutenir les terres placées dans l'un d'eux. En déplaçant cette planche parallèlement à elle-même, on pouvait observer très nettement la position du plan de rupture et tous les phénomènes que nous décrivons au § 3 du chapitre Ier.

Nous avons opéré sur deux natures de remblai : 1° sur le sable de Saône sec; 2° sur de la terre sabloneuse pulvérulente à moitié sèche et présentant une certaine cohésion lorsqu'on la tassait ou qu'on la pressait dans la main.

Cette même caisse nous a permis aussi de déterminer très facilement le talus naturel des terres sur lesquelles nous opérions : en déposant le remblai contre l'une des petites faces, nous formions un tas appuyé d'un côté contre cette face et terminé de l'autre par un talus dont la coupe transversale se dessinait nettement sur les grandes faces de la caisse, ce qui permettait d'en mesurer directement les dimensions.

Le sable sec prenait toujours le même talus, mais celui de la terre sablonneuse variait avec le degré de compression; ainsi le massif qui avait servi à faire une expérience de poussée se tenait sous un talus de 20 de base pour 18 de hauteur, tandis que le remblai pulvérulent non comprimé, tel qu'on l'obtenait en prenant la terre avec une petite pelle et en la vidant dans la caisse, prenait un talus de 23 de base pour 17 de hauteur. C'est évidemment le talus de la première expérience (terre tassée naturellement) que nous devons prendre pour voir si le plan de rupture suit la bissectrice de l'angle formant le complément de φ.

La position du plan de rupture se voit très nettement et très facilement dans les deux cas, par le grand mouvement qu'y prennent les molécules et par l'affaissement brusque qui se produit à la surface du terre-plein, sur la ligne où aboutit ce plan, avec cette différence que, pour la terre, le prisme de plus grande poussée se sépare plus nettement du talon. Quand on complète l'éboulement en enlevant le mur, on voit en place, en avant du talus, les diverses tranches que forme l'éboulement du talon et celles que le prisme primitif de plus grande poussée laisse après lui en suivant le mur, tranches qui présentent à la surface cette succession de gradins dont nous avons parlé.

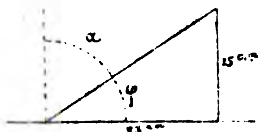
Nous avons renouvelé bien souvent ces expériences et constaté que le plan de rupture avait une position constante pour chaque nature de terre; nous obtenions l'angle qu'il faisait avec le mur en mesurant, sur la paroi latérale, la hauteur du mur et la distance séparant ce mur de la fissure supérieure.

Voici ce que nous avons trouvé :

Sable moyennement sec.

Angle de rupture calculé.

Fig. 43.



Talus naturel :

$f = \text{tang}\,\varphi = \frac{15}{25}$ (*fig.* 43)

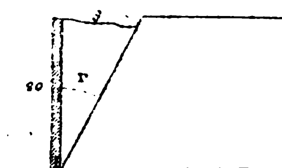
$\varphi = 33^{\circ}06'$

$a = 56^{\circ}54'$

$\frac{a}{2} = 28^{\circ}27'$

Angle de rupture observé.

Fig. 44.



Prisme de plus grande poussée :

Appelons r l'angle que fait le plan de rupture avec la verticale.

$\text{tang}\,r = \frac{10,5}{20}$ (*fig.* 44)

$r = 27^{\circ}42'$

$r = \frac{a}{2}$ à moins d'un degré près.

Autre expérience : sable très sec.

Talus naturel :

$\varphi = 34^{\circ}$

$\frac{a}{2} = 28^{\circ}$

Angle de rupture observé dans quatre expériences $\left\{ \begin{array}{l} 0^{m},265 \\ 0^{m},270 \\ 0^{m},275 \\ 0^{m},270 \end{array} \right\}$ moyenne $0^{m},27$ (*fig.* 44 *bis*).



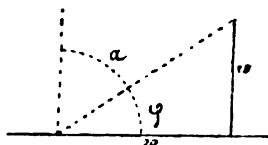
$\text{tang}\,r = \frac{0,27}{0,50} = 0,54$

$r = 28^{\circ}22$

Terre sablonneuse.

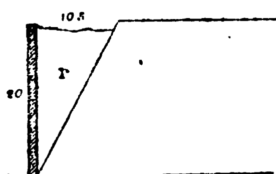
Angle de rupture calculé.

Fig. 45.



Angle de rupture observé.

Fig. 46.



$f = \text{tang}\,\varphi = \frac{18}{20}$ (*fig.* 45)

$\varphi = 41°59'$

$a = 48°01'$

$\frac{a}{2} = 24°$

$\text{tang}\,r = \frac{9}{20}$ (*fig.* 46)

$r = 24°14'$

Ces expériences répétées un grand nombre de fois nous ont toujours donné des résultats concordants, à une fraction de degré près.

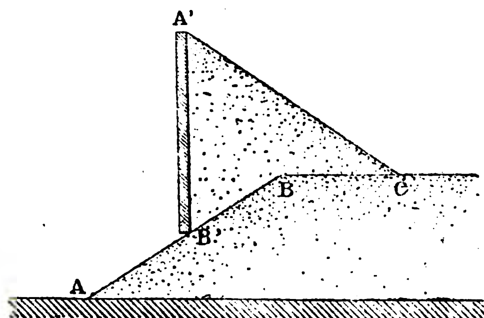
Nous avons aussi cherché la position du plan de rupture pour le cas d'un parement intérieur incliné plus ou moins jusqu'à 30° environ (deuxième cas). Nous avons constaté par un grand nombre d'expériences faites soit avec le sable sec, soit avec la terre sablonneuse, que *le plan de rupture ne variait pas quelle que fût l'inclinaison du parement, et que ce plan faisait toujours avec la verticale menée par le pied du mur, l'angle* $r = \frac{a}{2}$ *constaté dans les expériences avec parement vertical.*

Ce résultat confirme donc expérimentalement l'exactitude des considérations théoriques que nous avons exposées pour déduire le cas n° 2 du cas n° 1. Remarquons qu'il n'est même pas besoin de supposer la cohésion nulle pour passer d'un cas à l'autre puisque, en fait, il n'y a pas de rupture du massif de terre dans le plan vertical passant par le pied du mur.

§ 2. — EXPÉRIENCES MONTRANT QUE LE TALUS NATUREL φ NE CHANGE PAS LORSQU'ON SURCHARGE LE MASSIF.

Dans notre caisse à expériences, nous avons fait un massif ABC (*fig.* 47) limité par le talus naturel AB puis, vers le milieu B′ de ce talus, nous avons placé la cloison

Fig. 47.



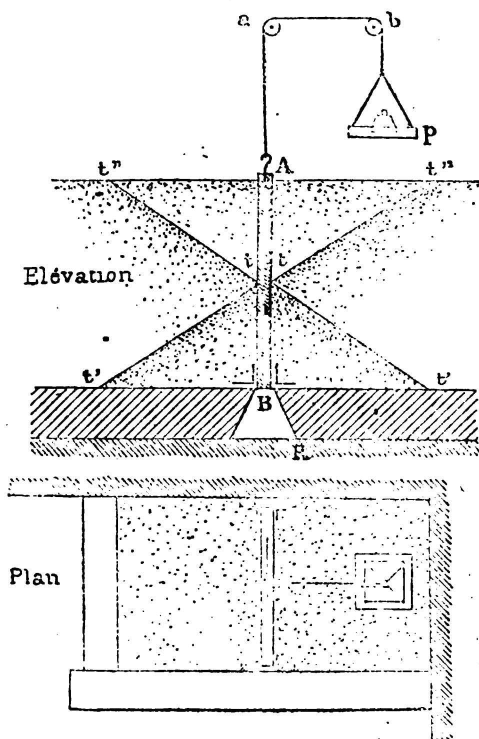
A′B′ calée latéralement de manière que la base B′ affleurât la surface du talus sans pénétrer dans le massif et sans s'appuyer sur lui; puis nous avons rempli de sable la partie supérieure du massif B′A′CB. Le talus naturel AB′ n'a pas varié et aucune partie du sable supérieur n'a glissé au-dessous de la paroi A′B′. La surcharge ne change donc pas le talus naturel comme la théorie l'indique.

Cette expérience prouve également que le talus naturel ne doit pas changer lorsqu'on augmente de plus en plus la hauteur du massif et c'est ce qu'on peut vérifier directement.

§ 3. — EXPÉRIENCES AYANT POUR OBJET LA DÉTERMINATION DE LA DIRECTION DE LA POUSSÉE.

Première expérience. — Les expériences que nous allons décrire ont été faites avec du sable de la Saône, sec et de grosseur moyenne, dans le sous-sol de la maison éclusière du barrage de la Mulatière que notre collègue M. Jacquet, Ingénieur en chef du service spécial du Rhône, avait obligeamment mis à notre disposition, et avec le concours de M. Givoiset, conducteur, et de deux autres

Fig. 43.



employés des Ponts et Chaussées. Le panneau en bois supportant la poussée avait 0^m,60 de hauteur et 0^m,50 de largeur. La caisse à expériences avait deux de ses faces formées par les deux murs à angle droit d'un des angles de la chambre où nous opérions (*fig.* 48 et 49); la troisième et la quatrième faces étaient formées par des madriers empilés de 0^m,32 de largeur et bien calés. Des rainures latérales et une rainure dans le fond permettaient au panneau de monter et de descendre sans être soumis à d'autre frottement que celui du sable contre ses faces.

Pour vérifier si la poussée d'un terre-plein contre un parement vertical AB est bien horizontale, comme nous l'avons démontré théoriquement, nous plaçons le panneau en bois verticalement au-dessus de la rainure horizontale BR dans laquelle il peut entrer sans frottement, et nous équilibrons son poids en le suspendant au moyen d'une corde qui passe sur deux poulies *a*, *b*, à frottement très doux, et à l'extrémité de laquelle est un plateau *p* qui reçoit de la grenaille de plomb en quantité suffisante pour obtenir un poids égal à celui du panneau et, par suite, l'équilibre.

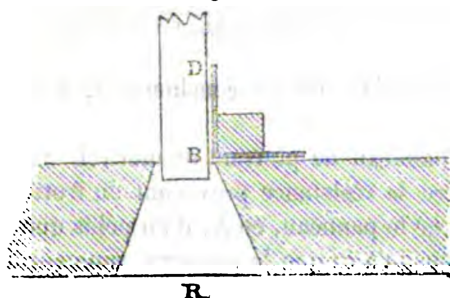
De petites bandes de papier pliées à angle droit suivant leur axe longitudinal et appliquées dans l'angle rentrant formé par le panneau et le bord des rainures, empêchent le sable de pénétrer dans celles-ci qui sont en outre évasées vers le fond de manière à éviter tout engorgement accidentel et tout frottement supplémentaire.

Pour empêcher la partie DB (*fig.* 50) de la bande de papier d'être entraînée dans la rainure lorsque le panneau descend, nous l'avons raidie par une petite règle en bois collée sur la face DB; l'autre moitié de la bande reposait sur le bord de la rainure et était ensuite fortement appuyée sur la face horizontale de la pièce de bois inférieure par le poids du sable.

Les bandes appliquées contre les rainures latérales ont

été raidies de même. Dans le but d'éviter tout frottement du panneau contre ces rainures, nous l'avons disposé de manière qu'il n'entre pas dans ces rainures et qu'il soit seulement guidé par les joints mobiles en papier. Ces rainures servaient donc seulement à donner une issue aux grains de sable qui auraient pu pénétrer dans les joints. En outre, le remblai a toujours été monté bien symétriquement de chaque côté du panneau. Enfin pour réduire encore les chances d'introduction du sable dans les joints, nous avons recouvert les faces du panneau d'une feuille de papier libre passant par-dessus les joints, le frottement du

Fig. 50.



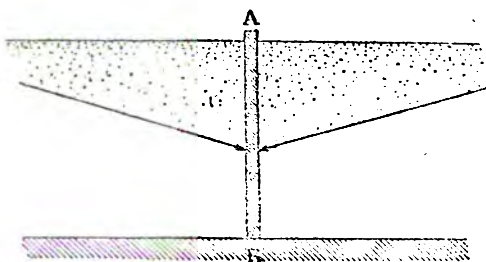
panneau se faisant contre cette feuille était plus régulier et devenait bien égal sur les deux faces.

Cela fait, nous avons remblayé de part et d'autre du panneau de manière à constituer un massif complet ; puis nous avons abandonné à lui-même le panneau que nous avions soutenu momentanément au moyen d'une corde fixe pendant le remblaiement.

Si la poussée contre le parement AB (*fig.* 51) n'est pas horizontale, elle est inclinée et donnera avec celle de la face opposée qui lui est évidemment symétrique, une composante qui, si elle est inclinée vers le bas, *s'ajoutera au poids du panneau* (ou au contraire, qui réduirait le poids du panneau si elle était dirigée vers le haut).

S'il n'y avait pas à vaincre le frottement du sable contre les parois du panneau, on n'aurait qu'à constater que le panneau ni ne s'enfonce dans la rainure, ni n'est soulevé

Fig. 51.



par le contrepoids. On en concluerait que la poussée est horizontale.

Mais le panneau ne pouvant se mouvoir dans le massif sans vaincre la résistance provenant du frottement, nous avons chargé le panneau, en A, d'un poids que nous avons augmenté jusqu'à ce que le panneau commençât à s'enfoncer dans la rainure, puis déchargeant ce panneau, nous avons chargé le plateau d'un poids que nous avons augmenté jusqu'à ce que le panneau fut soulevé.

L'expérience montre que ces poids sont rigoureusement égaux lorsqu'on tient compte du frottement de la corde sur les poulies.

Comme le frottement à vaincre pour enfoncer le panneau est le même que pour le soulever, cette expérience prouve que la poussée est bien horizontale puisqu'elle ne donne aucune composante augmentant le frottement dans un sens ou dans l'autre.

Voici le détail de notre expérience :

Le massif de sable s'appuyant contre le panneau avait $0^m,30$ de hauteur; la charge était augmentée progressivement par fractions de 500 grammes ou de 400 grammes;

les poids étaient empilés sur le milieu du panneau de façon à maintenir le centre de gravité du système sur la verticale passant par la corde de suspension. Voici la reproduction des notes de notre carnet :

à $10^k,0$ le panneau descend, mais d'une manière à peine sensible;
à $10^k,5$ — descend sensiblement;
à $11^k,0$ — descend nettement.

Nous n'avons pas continué à charger le panneau afin de ne pas provoquer un coincement des joints.

Après le déchargement du panneau, les poids ont été placés dans le plateau avec beaucoup de précaution comme dans le premier cas, afin d'éviter le moindre choc ou changement brusque de tension de la corde. Voici ce que nous avons constaté :

à $11^k,5$ le panneau monte, mais d'une manière à peine sensible;
à $12^k,0$ — — —
à $12^k,4$ le panneau monte sensiblement et au bout d'un instant est soulevé brusquement.

Pour avoir la charge qui fait équilibre au frottement du sable contre le panneau, il faut évidemment déduire de la charge observée ce qui est absorbé par le frottement des poulies sur leur axe, car ce frottement n'est pas le même dans les deux expériences d'enfoncement et de soulèvement du panneau. En effet, lorsque le panneau est chargé et s'enfonce, il entraîne dans son mouvement la corde et le plateau non chargé et il n'a à vaincre que le frottement qui se développe sur les deux poulies lorsqu'on fait mouvoir l'appareil à vide (*panneau et plateau équilibrés*), tandis que lorsque le panneau est soulevé par un poids de $12^k,400$, on a à vaincre le frottement des deux poulies chargées, frottement qui est évidemment plus considérable. Nous avons donc mesuré directement ces deux frottements par les deux expériences suivantes.

1° Le panneau et le plateau se faisant bien équilibre,

nous avons trouvé que pour mettre l'appareil en mouvement sans accélération de vitesse, il fallait un poids additionnel de $0^k,500$ soit sur le panneau, soit sur le plateau pour faire descendre l'un ou l'autre pesant $2^k,565$;

2° Le plateau et le panneau étant chargés chacun et simultanément d'un poids de 10 kilogrammes, nous avons dû placer un poids additionnel de $2^k,400$ pour vaincre l'équilibre et produire le mouvement soit dans un sens, soit dans l'autre.

Ces poids additionnels de $0^k,500$ et $2^k,400$ mesurent donc exactement le frottement des poulies dans les deux cas (*). Il faut donc retrancher $0^k,500$ de la charge de descente du panneau et $2^k,400$ de la charge de soulèvement si l'on veut la mesure exacte du frottement contre le panneau.

Si l'on prend les charges qui ont donné le mouvement à peine sensible de descente et de soulèvement, on trouve :

$$10^k,0 - 0^k,5 = 9^k,5 \text{ pour la descente,}$$
$$11^k,5 - 2^k,4 = 9^k,1 \text{ pour le soulèvement.}$$

chiffres qui sont égaux à 400 grammes près.

Mais nous aurons un résultat plus précis en prenant les charges qui ont produit un mouvement de même intensité dans les deux sens, c'est-à-dire la charge qui a donné le mouvement que nous avons désigné par *mouvement sensible* et qu'on appréciait nettement sans cause d'erreur. Il y a d'autant plus de raison pour agir ainsi qu'il existe toujours une certaine incertitude pour juger le moment précis où commence un mouvement et que de plus nous augmentions

(*) Ces frottements sont sensiblement proportionnels à la charge. En admettant cette proportionnalité et en calculant ainsi le frottement de la seconde expérience, on trouve :

$$2^k,565 : 12^k,565 :: 0,500 : x,$$

d'où $x = 2^k,449$, chiffre très voisin de $2^k,400$.

Cette remarque trouvera son application au paragraphe 4.

les charges par poids successifs de 400 à 500 grammes. Ces charges sont, d'après nos notes :

$10^k,5$ pour la descente, et $12^k,4$ pour le soulèvement.

En retranchant de ces poids la charge nécessaire pour vaincre le frottement des poulies, il reste 10 kilogrammes pour la résistance du frottement du sable contre les deux faces du panneau soit lorsqu'il descend en s'enfonçant, soit lorsqu'il remonte. On peut donc dire que *la poussée du sable contre les faces du panneau est horizontale.*

On peut, d'après cela, évaluer le coefficient de frottement du sable contre le panneau. Calculons d'abord la poussée. On a :

$h = 0^m,30$, largeur $= 0^m,475$ entre les règles des joints, $\varphi = 34°$, $a = 56°$.

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2} \times 0^m,475$$

$$Q = \frac{1560 \times 0,09}{2} \times 0,2827 \times 0,475 = 9^k,428.$$

Le frottement sur les deux faces du panneau étant de 10 kilogrammes, le frottement sur une face sera 5 kilogrammes et le coefficient de frottement sera $\frac{5}{9,428} = 0,53$

Deuxième expérience. — Nous avons répété la même expérience avec un massif de $0^m,40$ de hauteur contre le panneau et terminé par deux talus *tt'* dirigés symétriquement de haut en bas. Nous avons trouvé une charge de $10^k,5$ pour l'enfoncement, et une charge de $12^k,7$ pour le soulèvement. En retranchant le frottement des poulies qui, pour le soulèvement du panneau, est sensiblement le même que dans l'expérience précédente ($2^k,460$ calculé, au lieu de $2^k,400$) on trouve $10^k,5 - 0^k,5 = 10^k$, pour l'enfoncement et $12^k,7 - 2^k,460 = 10^k,240$ pour le soulèvement, soit le même poids que pour l'enfoncement, à 240 grammes près.

lies de renvoi à frottement très doux et se terminait par un plateau qu'on chargeait d'un poids un peu supérieur à celui qui était nécessaire pour retenir le panneau. Cette corde, entre le panneau et les poulies, était dans un plan bien horizontal et son prolongement idéal au delà de l'anse passait rigoureusement par le milieu de la largeur du panneau.

En déchargeant peu à peu le plateau, on constate la charge qui y reste au moment où le panneau AB commence son mouvement de renversement (*). Ce poids est égal à Q multiplié par le rapport inverse des bras de levier $\frac{\frac{AB}{3}}{DB}$, Q passant au tiers de BA. Q est donc déterminé expérimentalement.

Remarquons que le frottement sur la face AB, quel qu'il soit, n'a aucune influence sur le résultat, car, son bras de levier est égal à la moitié seulement de l'épaisseur du panneau, qui n'est que de 14 millimètres; son moment peut être, par conséquent, considéré comme nul.

Nous avons remarqué que les règles formant les joints latéraux ne suivaient pas le panneau dans son mouvement de renversement; ces règles sont, en effet, fortement appuyées par la pression du sable contre les joues fixes limitant latéralement le massif; nous devons donc ne compter comme surface poussée que la partie du panneau

(*) Comme repère de la position du plateau, nous nous sommes servi d'une aiguille enfoncée par sa pointe dans un morceau de bois et dont le gros bout était amené bien en face d'un petit trou fait dans le panneau avec la fine pointe d'un crayon et masqué par le bout de l'aiguille. On pouvait ainsi voir des déplacements qui n'étaient que d'une fraction de millimètre, et apprécier très nettement le moment où le panneau commençait à céder sous l'action de la poussée. Nous recommandons ce moyen aux personnes qui voudraient refaire nos expériences. Une équerre de charpentier et un petit niveau à bulle d'air nous servaient à placer la corde exactement dans le milieu du bord supérieur du panneau et à mettre celui-ci bien horizontal.

comprise entre les règles, soit dans le cas actuel $0^m,467$.

Le poids additionnel restant dans le plateau, au moment où le mouvement de renversement commence à se produire, était de $1^k,800$; en y ajoutant le poids du plateau et de ses accessoires, qui est de $2^k,565$, on trouve un poids total de $4^k,365$, auquel il faut ajouter le frottement des poulies qui est de $0^k,850$, en le calculant d'après les résultats des expériences décrites dans le paragraphe précédent. On a donc : $p = 4^k,365 + 0^k,850 = 5^k,215$.

Dans notre expérience, nous avions :

$$AB = 0^m,50; \qquad DB = 0^m,61.$$

La force Q équilibrée par p sera donc :

$$Q = p \times \frac{0^m,61}{1/3\ 0^m,50} = 5^k,215 \times \frac{0,61}{0,1666} = 19^k,10.$$

En calculant la poussée Q par nos formules, nous trouvons :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2} \times 0,467$$

$$Q = \frac{1\,560 \times 0,25}{2} \times 0,2827 \times 0,467 = 195^k \times 0,132$$

$$Q = 25^k,740.$$

La différence de $6^k,640$ entre les deux valeurs de Q vient de ce que notre massif est limité latéralement par deux murs fixes formant deux joues latérales contre lesquelles les molécules du prisme de plus grande poussée doivent, dans notre expérience, se mouvoir horizontalement au début du mouvement, en subissant un frottement qui diminue d'autant son action, tandis que nos formules ont été établies en admettant que le prisme considéré avait une longueur indéfinie. Il faudrait donc, pour atténuer cette influence, pouvoir opérer sur un panneau très long.

Deuxième expérience. — Pour mettre en évidence cette influence, nous avons recommencé notre expérience en

plaçant dans le prolongement et de chaque côté du panneau mobile, deux murs fixes de $0^m,88$ de longueur afin d'avoir des parois latérales qui se trouvent en dehors des parties mobiles du massif; de cette façon, l'influence du frottement sur les joues latérales sera éliminée à peu près complètement. La profondeur du massif était de $0^m,74$ perpendiculairement au panneau, dont la largeur était de $0^m,50$.

Dans cette nouvelle expérience, nous avons trouvé que le panneau commençait à bouger, mais d'une manière à peine sensible, lorsque la charge totale du plateau était de $5^k,815$; le mouvement devenait sensible, quoique très faible encore, sous une charge de $5^k,065$; en continuant à décharger le plateau, le mouvement s'est accentué et le panneau a fini par tomber. Nous aurons donc, ici, $p = 5^k,815$ augmenté du frottement des poulies qui est de $1^k,133$; $p = 6^k,948$ et par suite $Q = p \times \frac{0,61}{0,1666} = 25^k,44$, valeur beaucoup plus considérable que dans l'expérience précédente.

La valeur de Q calculée par les formules, pour un panneau de $0^m,50$ de largeur est :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2} \times 0,50$$

$$Q = \frac{1\,560 \times 0,25}{2} \times 0,2827 \times 0,50$$

$$Q = 97^k,5 \times 0,2827 = 27^k,563.$$

La différence de $2^k,123$ qui existe encore entre la poussée calculée et la poussée observée provient probablement de ce que nous ne mesurons la force p que lorsque le mouvement du panneau s'est déjà manifesté d'une manière sensible et que, par conséquent, nous avons sur le plateau une charge inférieure à celle qui correspond à l'équilibre strict. D'un autre côté, le massif n'étant pas

indéfini, il doit se produire encore quelques frottements latéraux sur le prisme de poussée.

Une autre preuve de l'influence considérable du frottement contre les joues dans la première expérience, c'est que nos joints latéraux en papier ne suivaient pas le panneau dans son mouvement de renversement et restaient appliqués contre les joues dans leur position primitive.

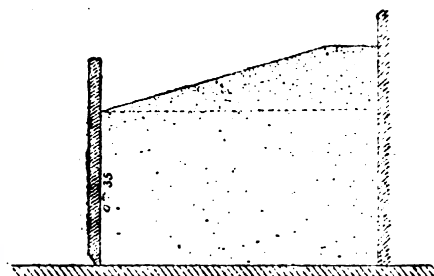
Remarque relative aux contreforts intérieurs. — L'influence du frottement sur les joues latérales du prisme de plus grande poussée est, comme on le voit, assez considérable puisque pour un panneau de $0^m,467$ de largeur soutenant un terre-plein de $0^m,50$ de hauteur, c'est-à-dire pour un espacement des joues égal à peu près à la hauteur du remblai, ce frottement a diminué la poussée de $6^k,64$, soit de 25 p. 100. C'est donc une qualité nouvelle à mettre à l'actif des contreforts intérieurs dont les joues latérales devront être aussi rugueuses que possible afin de retenir le plus possible le prisme de plus grande poussée.

Troisième expérience. — Mur à parement vertical soutenant un massif avec talus. — Pour mesurer la poussée dans ce cas, nous nous sommes servi du même appareil, mais le remblai n'a été élevé contre le mur que jusqu'à une hauteur de $0^m,35 = h$ et nous l'avons ensuite terminé par un talus de $14° = \omega$ prolongé à $0^m,60$ (*fig.* 55) de distance du panneau pour que le talus naturel mené par le pied le rencontre avant d'atteindre les limites du massif.

La poussée passait donc à $0^m,117$ au-dessus de la base et la force résistante qui a été trouvée égale à $1^k,950$ plus le frottement des poulies $= 0^k,380$, soit $2^k,430$ en tout, passait à $0^m,61$ au-dessus de la même base; la poussée mesurée est donc égale à :

$$2^k,330 \times \frac{0,61}{0,117} = 12^k,150.$$

Fig. 55.



En appliquant la formule du troisième cas sur une longueur de $0^m,467$, on a :

$$Q_t = \frac{dh^2}{2} \cos\omega \frac{\sin\alpha_1}{\cos(\alpha_1+\omega)\,\text{tang}\,(\alpha_1+\varphi)} \times 0^m,467$$

avec :

$$\text{tang}\,\alpha_1 = \frac{-\cos\omega \sin^2\varphi \pm}{\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega}$$

$$\frac{\sqrt{\cos^2\omega\sin^4\varphi + \sin\varphi\cos\varphi\cos\omega(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega)}}{\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega - \sin\omega};$$

il vient pour $\omega = 14°$, $\varphi = 34°$, $h = 0^m,35$:

$$\text{tang}\,\alpha_1 = \frac{-0,3816 \pm \sqrt{0,1456 + 0,4496 \times (0,2077)}}{0,2077},$$

$$\text{tang}\,\alpha_1 = \frac{-0,3816 \pm \sqrt{0,1456 + 0,09338}}{0,2077} = \frac{-0,3816 \pm 0,4888}{0,2077}$$

$$= \frac{0,1072}{0,2077}$$

$$\log \text{tang}\,\alpha_1 = \bar{1},71275$$

$$\alpha_1 = 27°18'$$

et par suite :

$$Q_t = 14^k,47.$$

La différence de $2^k,32$ entre cette valeur de la poussée et celle que nous avons observée tient au frottemont contre

les joues latérales, comme nous l'avons déjà expliqué, et aussi, à cette circonstance que la formule suppose le talus prolongé indéfiniment, tandis que nous avons dû le limiter à $0^m,60$ de distance des joues et le remplacer par un terre-plein qui avait encore $0^m,20$ de longueur dans cette direction; sans cette dernière circonstance, la poussée mesurée serait un peu plus forte et la différence ci-dessus un peu plus faible.

Nous avons répété la même expérience avec un remblai de $0^m,35$ de hauteur, mais sans talus supérieur et nous avons trouvé que le mouvement commençait pour une charge totale du plateau de $1^k,750$, plus le frottement des poulies qui est de $0^k,341$.

La poussée observée dans ce cas est donc :

$$2^k,091 \times \frac{0,61}{0,117} = 10^k,90.$$

La poussée calculée pour ce cas est, pour $h = 0^m,35$:

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2} \times 0,467$$

$$Q = \frac{1560 \times 0,1225}{2} \times 0,2827 \times 0,467$$

$$Q = 95^k,55 \times 0,2827 \times 0,467 = 12^k,612.$$

La différence entre ce résultat et la poussée calculée est : $12,612 - 10^k,90 = 1^k,71$; elle représente l'influence des joues.

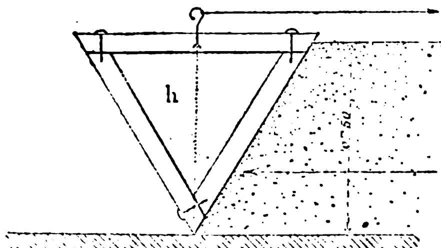
La différence entre les deux poussées calculées pour le cas d'un talus et du terre-plein est $14,47 - 12,612 = 1^k,858$; elle représente l'influence de la surcharge. Cette différence prise avec les poussées observées dans les deux mêmes cas est $12^k,15 - 10^k,90 = 1^k,25$ qui correspond bien à celle donnée par les poussées calculées, sauf la réduction de $0^k,608$ due à cette circonstance que le talus de $14°$ de la face supérieure du massif n'était pas de longueur indéfinie dans notre expérience et que le frottement

contre les joues latérales du prisme de poussée est un peu plus grand lorsque le massif est avec talus supérieur.

Quatrième expérience. — Poussée contre un mur en surplomb. — Pour déterminer cette poussée, nous avons remplacé le panneau à parements verticaux par un prisme triangulaire présentant deux faces symétriques inclinées à 30° sur la verticale et reposant sur l'arête inférieure; le moment du poids du prisme sera nul, ainsi que celui du frottement et nous pourrons mesurer directement la poussée comme dans la première expérience.

Nous avons fait construire un prisme creux en bois (*fig.* 56) dont la hauteur verticale était de 0m,52, mais

Fig. 54.



que nous n'avons remblayé que sur une hauteur verticale de 0m,50 = *h*, et dont la largeur entre les règles des joints était de 0m,47. Nous avons posé ce prisme sur son arête inférieure et amené la face supérieure à être bien horizontale en l'équilibrant de façon qu'il ne tombe ni à droite, ni à gauche, c'est-à-dire que son centre de gravité passe sur la verticale menée par l'arête d'appui.

Nous avons trouvé que le prisme commençait à bouger et se renversait ensuite rapidement pour une charge de 1k,500 composée d'un poids de 1k,050 restant sur un petit plateau qui pesait 0k,450. Le frottement des poulies était de 0k,204.

La corde de retenue passant à $0^m,53$ au-dessus de l'arête de rotation, on aura la poussée par l'expression :

$$Q = 1^k,704 \times \frac{0,53}{0,1666} = 5^k,42.$$

Pour la même hauteur de remblai contre un parement vertical, nous avions trouvé une poussée mesurée de $19^k,10$ pour une largeur de $0^m,467$, soit $19^k,22$ pour une largeur de $0^m,47$. La diminution de poussée de $13^k,80$ due au surplomb est, comme on le voit, très considérable.

La poussée calculée au moyen de nos formules est :

$$Q = \frac{dh^2}{2} \operatorname{tang}^2 \frac{a}{2} (1 - \operatorname{tang} \theta \operatorname{tang} \varphi) \times 0^m,47$$

$$Q = \frac{1560 \times 0,25}{2} \times 0,2827 (1 - 0,3894) \times 0^m,47$$

$$Q = 195^k \times 0,2827 \times 0,6106 \times 0,47 = 15^k,79.$$

La poussée contre ce parement vertical pour une même hauteur de remblai ($0^m,50$) et calculée au moyen de nos formules a été trouvée égale à $25^k,740$ pour une largeur de panneau de $0^m,467$, ce qui donne $25^k,90$ pour une largeur de $0^m,47$ (voir § 4). La différence entre cette poussée et celle calculée pour le mur en surplomb est de $25^k,90 - 15^k,79 = 10^k,11$, différence qui est à $3^k,690$ près celle qui existe entre les poussées observées dans les deux expériences (*). L'influence du surplomb est donc bien représentée par nos formules qui sont ainsi vérifiées par l'expérience.

Cinquième expérience. — Poussée contre un mur à parement intérieur incliné. — Nous avons, pour cela, répété l'expérience du général Ardant, en remplaçant les

(*) La différence $13^k,80$ entre les poussées observées doit être un peu plus grande que la différence $10^k,11$ entre les poussées calculées, parce que le surplomb diminue la surface des joues latérales du prisme de poussée et, par suite, le frottement qui provient de ces joues pour diminuer la poussée.

joints en saindoux par nos joints en papier. Le prisme que nous avons fait construire était massif, en bois ; ses dimensions étaient (*fig.* 57) :

Côté AC = $0^m,30$ Côté BA = $0^m,4047$.

Fig. 57.

B V I A A' C

L'angle du talus naturel du sable sec sur lequel nous opérions était de $34° = \varphi$.

Nous avons donc en prenant AC = $0^m,30$:

$$\text{angle ICA} = \varphi = 34°, \ \text{tang}\,\varphi = 0{,}6745$$
$$AB = 2\,AI = 2\,AC\,\text{tang}\,\varphi = 0^m,4047.$$
$$AA' = 0^m,2487, \quad AV = 0^m,2263, \quad \text{et} \quad CA' = 0^m,1678.$$

La surface AB avait été rendue rugueuse en y clouant une feuille de papier sur laquelle nous avions collé préalablement une légère couche de sable.

Nous avons ensuite remblayé avec du sable le compartiment situé à droite du prisme, jusqu'au plan horizontal passant par l'arête B. Dans ces conditions, le prisme était stable et, pour le faire basculer, nous avons fixé au milieu

de l'arête B, au moyen d'un crochet, un petit plateau dans lequel nous avons placé une charge croissante que nous augmentions de 100 grammes chaque fois. Ce n'est que sous une charge de 3k,500 que le prisme a basculé.

En appliquant à ce cas la formule de stabilité donnée dans le § 9 du chapitre Ier, et en y faisant $\varphi = 34°$; $a = 56°$; $\frac{a}{2} = 28°$; $\theta = 56°$; $h = 0{,}2263$, comme nous l'expliquons au § 11 du chapitre II, l'inégalité (*a*) qui est :

$$(a)\quad \text{tang}^2 \frac{a}{2}\left(\frac{h}{3}+\frac{h}{2}\text{tang}^2\,\theta - \frac{h}{2}\right) < \text{tang}\,\theta\left(\frac{h}{6}\,\text{tang}\,\theta + \frac{h}{2}\,\text{tang}\,\theta\right)$$

ou :

$$\text{tang}^2 \frac{a}{2}\left(\frac{\text{tang}^2\,\theta}{2} - \frac{1}{6}\right) < \text{tang}^2\theta \times \frac{2}{3}$$

devient :

$$(c)\qquad 0{,}2827\left(\frac{2{,}198}{2} - \frac{1}{6}\right) < 2{,}198 \times \frac{2}{3}$$

$$0{,}2827 \times 0{,}9323 < \frac{4{,}396}{3}$$

$$0{,}2635 < 1{,}46.$$

L'inégalité est donc satisfaite et le prisme doit être stable.

§ 5. — EXPÉRIENCES SUR L'INFLUENCE DU FROTTEMENT.

Première expérience. — S'il n'y avait pas de frottement sur la face BA, cette résistance, qui dans l'expérience précédente s'oppose au renversement du prisme, étant nulle, le dernier terme de chaque membre de l'inégalité (*a*) ci-dessus tirée du § 11, chapitre II, sera nul et l'inégalité devient :

$$\text{tang}^2 \frac{a}{2}\left(\frac{h}{3} + \frac{h}{2}\,\text{tang}^2\,\theta\right) < \text{tang}\,\theta \times \frac{h}{6}\,\text{tang}\,\theta$$

ou :

$$\text{tang}^2 \frac{a}{2}\left(\frac{1}{3} + \frac{\text{tang}^2\theta}{2}\right) < \frac{\text{tang}^2\theta}{6},$$

et en remplaçant $\text{tang}^2 \frac{a}{2}$ et $\text{tang}^2 \theta$ par leurs valeurs :

$$0{,}2635 \left(\frac{1}{3} + \frac{2{,}198}{2}\right) < \frac{2{,}198}{6}$$

$$0{,}2635\,(0{,}333 + 1{,}099) < 0{,}366$$

$$0{,}2635 \times 1{,}432 < 0{,}366$$

$$0{,}377 < 0{,}366.$$

L'inégalité n'est donc plus satisfaite et le prisme doit tomber. C'est en effet ce que nous avons vérifié en lissant parfaitement la face BA du prisme de manière à y rendre le frottement du sable aussi faible que possible. En faisant le remblai jusqu'au plan horizontal passant par l'arête B, comme dans la première expérience, nous avons constaté que le prisme tombait, mais qu'il était extrêmement voisin de sa position d'équilibre, parce qu'il restait encore un petit frottement sur la face AB.

Deuxième expérience. — La poussée proprement dite est indépendante du frottement des terres contre le parement du mur. — Pour démontrer ce fait que nous avons déduit de considérations théoriques, nous avons d'abord mesuré la poussée d'un terre-plein sur un panneau vertical dont la paroi était polie. Cette expérience, déjà décrite, nous a donné pour un terre-plein de $0^m,50$ de hauteur : $p = 5^k,215$, comprenant un poids fixe de $2^k,565$ pour le plateau et ses accessoires, un poids additionnel de $1^k,800$ et le frottement des poulies qui est de $0^k,850$. Puis nous avons collé sur le parement du panneau, au moyen de gomme arabique, une couche de sable, afin d'avoir un fort frottement, et nous avons répété l'expérience. Nous avons trouvé, pour la même hauteur de remblai, rigoureusement le même poids additionnel de 1 800 grammes pour produire un commencement de renversement du panneau, soit $p = 5^k,215$.

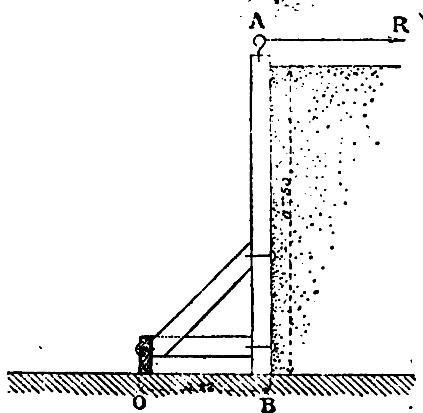
Nous avons mis ce fait encore plus en évidence en appli-

quant contre la paroi du panneau en contact avec le sable une feuille de papier à surface rugueuse retenue à la partie supérieure par trois punaises seulement, incomplétement enfoncées, de façon à ne pas appliquer la tête contre le papier. Lorsque le panneau a eu bougé et décrit un petit angle, le papier ne s'était pas détaché et les trous des trois punaises n'avaient pas été agrandis. Ce fait prouve donc que le moment du frottement est nul à l'instant où le panneau commence à être renversé.

Nous pouvons donc dire que *la poussée est indépendante de la nature de la paroi poussée.*

Troisième expérience. — Pour montrer que le frottement de la paroi poussée n'a d'influence sur la stabilité du mur que par son bras de levier, nous avons disposé le panneau à paroi polie de manière que la rotation se fasse autour d'une arête O située à $0^m,22$ de distance du parement AB (*fig.* 58). En remblayant sur $0^m,50$ de hauteur

Fig. 58.



de manière à avoir un terre-plein horizontal de $0^m,47$ de largeur entre les joints, puis plaçant à l'extrémité de la

corde de retenue des charges décroissantes, nous avons constaté que le mouvement de rotation du panneau commençait à se produire pour une charge de retenue de $1^k,650 = R$ et que le renversement était complet lorsque cette charge était réduite à $1^k,450$.

Quatrième expérience. — Puis nous avons remplacé le parement poli par le parement rugueux déjà décrit ci-dessus et nous avons trouvé, pour le même remblai, qu'il ne fallait plus qu'une charge de $R = 0^k,850$ pour arrêter tout mouvement. En supprimant complétement les poids et le plateau lui-même, le panneau se tient encore en équilibre après s'être déplacé de $0^m,01$ seulement à la partie supérieure.

On voit donc l'influence considérable qu'a le frottement sur la stabilité du panneau lorsque son bras de levier n'est plus nul. En augmentant encore un peu le bras de levier OB, on obtiendrait la stabilité du panneau.

Toutes ces expériences mettent en évidence le rôle que joue le frottement des terres contre le parement intérieur des murs de soutènement pour augmenter leur stabilité; elles nous paraissent établir nettement ce fait capital que *la poussée d'un massif contre un mur est indépendante de la nature de la surface d'appui*.

On conçoit qu'il en soit ainsi et qu'un même massif ne donne jamais qu'une même poussée s'il est toujours parfaitement identique et limité par le même plan vertical, sans que la nature de la surface de ce plan puisse avoir une influence sur une poussée qui provient uniquement de l'action de la pesanteur sur les molécules du massif soutenu.

L'opinion contraire a cependant prévalu jusqu'à présent; nous espérons qu'elle sera abandonnée.

§ 6. — EXPÉRIENCE SUR LA POUSSÉE D'UN MASSIF MINCE COMPRIS ENTRE DEUX MURS PARALLÈLES.

Première expérience. — Nous avons formé un massif de sable sec de $0^m,50$ de hauteur que nous avons retenu par deux panneaux verticiaux parallèles, séparés par un intervalle de $0^m,11$ seulement. L'un de ces panneaux était fixe et bien étayé; l'autre était mobile autour de son arête inférieure et équilibré au moyen d'une corde soutenant un plateau. Nous avons trouvé que le poids supplémentaire qui correspondait à l'origine du mouvement de renversement du plateau mobile était de 1 300 grammes; ce qui fait, avec le poids du plateau, un poids total de :

$$p = 3^k,865.$$

Ce poids est inférieur de $0^k,500$ à celui de $4^k,365$ trouvé pour le cas d'un massif de grande épaisseur (*). La différence qui n'est que de 1/9 environ vient de ce que la surcharge, qui a ici $0^m,30$ de hauteur au-dessus du point où le plan de rupture passant par le pied du panneau mobile vient rencontrer l'autre panneau, ne peut pas être considérée comme *pesant de tout son poids* sur la partie inférieure du massif. En effet le massif de surcharge est comme une lame mince tenue de chaque côté par deux forces égales au frottement du sable contre les parois des deux panneaux et ce frottement est assez sensible, car la poussée donnée par $0^m,30$ de hauteur de sable est déjà forte. Au moment où le plan de rupture se produit à la partie inférieure, la surcharge n'agit donc pas comme si elle était entièrement indépendante des parois; elle a à vaincre un frottement puisqu'elle doit s'affaisser verticalement, comme l'expérience l'indique du reste.

(*) Nous négligeons ici le frottement des poulies puisqu'il s'agit seulement d'expériences comparatives.

Ce frottement devrait donner une différence de poids supérieure à celle qui a été constatée ci-dessus. Si cette différence est faible, cela vient de ce que, en limitant le massif par un panneau fixe placé très près du panneau mobile, on supprime les joues fixes du massif de la première expérience, joues qui retenaient latéralement le prisme de plus grande poussée et diminuaient la poussée comme nous l'avons expliqué dans le chapitre I, § 16. Dans l'expérience précédente, on remplace donc ce frottement par un autre et la différence seule de ces frottements est mesurée par la différence des poids, soit dans le cas actuel $0^k,500$.

Deuxième expérience. — Si nous augmentons l'épaisseur de la lame de sable, nous devons diminuer la différence ci-dessus et nous rapprocher du cas du prisme épais. C'est, en effet, ce que nous avons vérifié en répétant l'expérience précédente avec une lame de sable de $0^m,20$ d'épaisseur. Le panneau a commencé à bouger lorsque les poids additionnels étaient de $1^k,500$ soit sous une charge totale du plateau de $4^k,065$. C'est 200 grammes de plus que dans la première expérience, et 300 grammes de moins que dans le cas du massif épais, ce qui est bien conforme à nos prévisions.

NOTE A.

MAXIMUM DE LA FONCTION : $y = \dfrac{\operatorname{tang} \alpha}{\operatorname{tang}(\alpha + \varphi)}$

Cherchons la valeur de α qui rend la dérivée y' nulle.

$$y' = \frac{\dfrac{1}{\cos^2 \alpha} \operatorname{tang}(\alpha + \varphi) - \operatorname{tang} \alpha \dfrac{1}{\cos^2(\alpha + \varphi)}}{\operatorname{tang}^2(\alpha + \varphi)}$$

$$y' = \frac{\cos^2(\alpha + \varphi) \operatorname{tang}(\alpha + \varphi) - \operatorname{tang} \alpha \cos^2 \alpha}{\cos^2 \alpha \cos^2(\alpha + \varphi) \operatorname{tang}^2(\alpha + \varphi)}$$

$$y' = \frac{\cos^2(\alpha+\varphi)\dfrac{\sin(\alpha+\varphi)}{\cos(\alpha+\varphi)} - \dfrac{\sin\alpha}{\cos\alpha}\cos^2\alpha}{\cos^2\alpha\cos^2(\alpha+\varphi)\dfrac{\sin^2(\alpha+\varphi)}{\cos^2(\alpha+\varphi)}}$$

$$y' = \frac{\cos(\alpha+\varphi)\sin(\alpha+\varphi) - \sin\alpha\cos\alpha}{\cos^2\alpha\sin^2(\alpha+\varphi)}$$

Le dénominateur ne pouvant devenir infini, y' sera nul lorsque son numérateur le sera. Posons donc :

$$\cos(\alpha+\varphi)\sin(\alpha+\varphi) = \sin\alpha\cos\alpha$$

ou

$$\frac{1}{2}\sin(2\alpha+2\varphi) = \frac{1}{2}\sin 2\alpha$$

Les angles $2(\alpha+\varphi)$ et 2α sont donc supplémentaires

$$2\alpha + 2\varphi = 180^\circ - 2\alpha$$

$$\alpha = \frac{90^\circ - \varphi}{2}$$

NOTE B.

Le maximum de Q_t correspond au maximum de la partie variable que nous appelons y en posant :

$$y = \frac{\sin\alpha}{\cos(\alpha+\omega)\operatorname{tang}(\alpha+\varphi)}$$

Egalons la dérivée à zéro, il viendra :

$$= \frac{\cos(\alpha+\omega)\operatorname{tang}(\alpha+\varphi)\cos\alpha + \sin\alpha\sin(\alpha+\omega)\operatorname{tang}(\alpha+\varphi) - \dfrac{\sin\alpha\cos(\alpha+\omega)}{\cos^2(\alpha+\varphi)}}{\cos^2(\alpha+\omega)\operatorname{tang}^2(\alpha+\varphi)} = 0$$

y' peut être nul pour $\operatorname{tang}(\alpha+\varphi) = \infty$ ou $\alpha+\varphi = 90^\circ$, solution qui ne répond pas à la question et qui nous donne un minimum.

Le maximum correspond donc à la valeur de α qui rendra nul le numérateur.

En exprimant la tangente en fonction du sinus et du cosinus, ce numérateur peut s'écrire :

$$\frac{\cos(\alpha+\omega)\sin(\alpha+\varphi)\cos\alpha+\sin\alpha\sin(\alpha+\omega)\sin(\alpha+\varphi)}{\cos(\alpha+\varphi)}$$
$$-\frac{\sin\alpha\cos(\alpha+\omega)}{\cos^2(\alpha+\varphi)}=0.$$

Et en chassant le dénominateur :

$$\sin(\alpha+\varphi)\cos(\alpha+\varphi)\left[\cos\alpha\cos(\alpha+\omega)+\sin\alpha\sin(\alpha+\omega)\right]$$
$$-\sin\alpha\cos(\alpha+\omega)=0.$$

En développant et remarquant que la grande parenthèse est le cosinus de la différence des arcs $(\alpha+\omega)$ et α, c'est-à-dire $\cos\omega$, il vient :

$$(\sin\alpha\cos\alpha\cos\alpha^2\varphi-\sin^2\varphi\sin\varphi\cos\varphi+\cos^2\alpha\sin\varphi\cos\varphi-\sin\alpha\cos\alpha\sin^2\varphi)$$
$$\times\cos\omega-\sin\alpha\cos\alpha\cos\omega+\sin^2\alpha\sin\omega=0.$$

divisons par $\sin\alpha\cos\alpha$, il viendra :

$$\left(\cos^2\varphi-\operatorname{tang}\alpha\sin\varphi\cos\varphi+\frac{\sin\varphi\cos\varphi}{\operatorname{tang}\alpha}-\sin^2\varphi\right)\cos\omega-\cos\omega$$
$$+\operatorname{tang}\alpha\sin\omega=0$$

ou, en ordonnant après avoir chassé le dénominateur :

$$\operatorname{tang}^2\alpha(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega-\sin\omega)-\operatorname{tang}\alpha(\cos^2\varphi\cos\omega$$
$$-\sin^2\varphi\cos\omega-\cos\omega)-\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega=0$$

d'où l'on tire la valeur de α_1 correspondant au maximum :

$$\operatorname{tang}\alpha_1=\frac{\cos\omega(\cos^2\varphi-\sin^2\varphi-1)\pm\sqrt{\cos^2\omega(\cos^2\varphi-\sin^2\varphi-1)^2+4\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega-}}{2(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega-\sin\omega)}$$

$$=\frac{-\cos\omega\,2\sin^2\varphi\pm\sqrt{\cos^2\omega\,4\sin^4\varphi+4\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega-\sin\omega)}}{2(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega-\sin\omega)}$$

$$=\frac{-\cos\omega\sin^2\varphi\pm\sqrt{\cos^2\omega\sin^4\varphi+\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega(\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega-\sin\omega)}}{\sin\varphi\cos\varphi\cos\omega-\sin\omega}$$

Telle est la valeur qui fixe la position du plan de rupture et qui donne le maximum de la poussée.

Vérification. — Si nous faisons $\omega = 0$ dans cette expression, c'est-à-dire $\cos\omega = 1$ et $\sin\omega = 0$, nous devons trouver pour α_1 l'angle $\frac{a}{2}$ du premier cas. C'est ce qui arrive en effet :

$$\operatorname{tang}\alpha = \frac{-\sin^2\varphi \pm \sqrt{\sin^4\varphi + \sin^2\varphi\cos^2\varphi}}{\sin\varphi\cos\varphi}$$
$$= -\operatorname{tang}\varphi \pm \sqrt{\operatorname{tang}^2\varphi + 1}$$

Rappelons qu'on a :

$$a = 90^\circ - \varphi;$$

d'où

$$\operatorname{tang} a = \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi} = \frac{1}{f},$$

il vient :

$$\operatorname{tang}\alpha = -f \pm \sqrt{1+f^2}$$
$$= \operatorname{tang}\frac{a}{2}$$

par application de la formule fondamentale :

$$\operatorname{tang}\frac{a}{2} = \frac{1}{\operatorname{tang} a}(-1 \pm \sqrt{1 + \operatorname{tang}^2 a})$$
$$= \operatorname{tang}\varphi\left(-1 \pm \sqrt{1 + \frac{1}{\operatorname{tang}^2\varphi}}\right)$$
$$= -f \pm \sqrt{1+f^2}.$$

CAS OU LE TALUS SUPÉRIEUR EST ÉGAL AU TALUS NATUREL ET A UNE LONGUEUR INFINIE.

Dans le cas où le talus supérieur est égal au talus naturel, on a : $\omega = \varphi$ et $\operatorname{tang}\alpha_1$ devient :

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{-\cos\varphi\sin^2\varphi \pm \sqrt{\cos^2\varphi\sin^4\varphi\sin\varphi\cos^2\varphi(\sin\varphi\cos^2\varphi - \sin\varphi)}}{\sin\varphi\cos^2\varphi - \sin\varphi}$$

$$\text{tang}\,\alpha_1 = \frac{-\cos\varphi\sin^2\varphi \pm \sqrt{\cos^2\varphi\sin^4\varphi + \sin^2\varphi\cos^4\varphi - \sin^2\varphi\cos^2\varphi}}{\sin\varphi\,(\cos^2\varphi - 1)}$$

$$\text{tang}\,\alpha_1 = \frac{-\cos\varphi\sin^2\varphi \pm \sqrt{\cos^2\varphi\sin^2\varphi\,(\sin^2\varphi + \cos^2\varphi - 1)}}{\sin\varphi\,(-\sin^2\varphi)}$$

$$\text{tang}\,\alpha_1 = \frac{-\cos\varphi\sin^2\varphi}{-\sin^3\varphi} = \frac{\cos\varphi}{\sin\varphi} = \frac{1}{\text{tang}\,\varphi} = \frac{1}{f} = \text{cot.}\,\varphi.$$

α_1 et φ sont donc complémentaires, c'est-à-dire que dans ce cas, le plan de rupture se confond avec le talus naturel passant par le pied du mur.

La poussée devient infinie :

$$Q_t = \frac{dh^2}{2}\cos\varphi\frac{\cos\varphi}{\cos 90^\circ\,\text{tang}\,90^\circ} = \infty.$$

Ce cas ne se présente jamais en pratique, le talus supérieur, quelle que soit sa hauteur étant toujours limité.

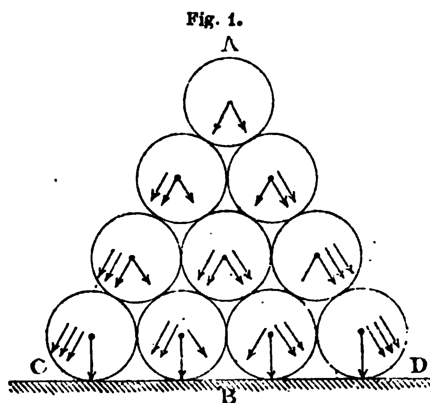
NOTE

SUR LA RÉPARTITION DES PRESSIONS EXERCÉES SUR LA BASE HORIZONTALE D'APPUI PAR UN MASSIF DE SABLE OU DE TERRE TERMINÉ PAR DES TALUS.

On peut se faire une idée de ce qui se passe dans un massif de sable ou de terre terminé par des talus latéraux, en supposant que les diverses molécules de sable ou de terre soient sphériques et soient superposées à la façon des piles de boulets.

Considérons un prisme de longueur indéfinie et dont la section transversale soit un triangle ACD (*fig.* 1) (*) dans

Fig. 1.



lequel les molécules ont la disposition indiquée dans la figure.

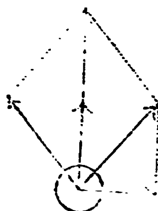
Si dans toutes les sections transversales, les molécules ont le même arrangement, les molécules d'une tranche toucheront celles de la tranche suivante aux extrémités de

(*) Les figures de l'appendice forment une nouvelle série de numéros d'ordre.

rayons perpendiculaires au plan de la section transversale et les réactions des molécules les unes sur les autres seront nulles. En admettant d'abord que cette hypothèse se réalise, nous n'aurons donc à considérer que les réactions qui se transmettent dans la section transversale. Nous verrons plus tard comment le problème se généralise.

Le poids de la sphère supérieure se décompose en deux composantes symétriques dirigées suivant la ligne des centres ; les poids des sphères du deuxième rang se décomposeront de même et ces composantes s'ajoutent à celles de la sphère supérieure qui sont dirigées suivant la même ligne, ainsi de suite. Le dernier rang reçoit donc, des rangs situés au-dessus, des pressions obliques dirigées suivant la ligne des centres des deux sphères immédiatement supérieures et dont l'intensité est proportionnelle au nombre de sphères qu'on rencontre au-dessus en suivant chaque ligne des centres jusqu'au talus. Ces pressions obliques appliquées aux molécules du dernier rang se décomposeront en deux forces, l'une horizontale et l'autre verticale, celle-ci représentera la moitié du poids des molécules supérieures, comptées dans les deux sens, parallèlement aux talus, car la figure formée par la décomposition primitive du poids d'une molécule en deux composantes symétriques est un losange (*fig.* 2), et la décomposition de l'une de ces composantes

Fig. 2.



en deux forces, l'une horizontale et l'autre verticale, donne

pour cette dernière, la moitié du poids primitif. On voit facilement :

1° Que chaque molécule du rang inférieur pèsera sur le plan horizontal d'appui d'un poids égal, et que ce poids sera celui de la masse totale réparti uniformément sur toutes les molécules de la base, c'est-à-dire sur la face d'appui ; ainsi, dans la figure n° 1 ci-dessus, chaque molécule de la base transmet au plan CD le poids de $1 + \frac{3}{2}$ molécules $= 2\frac{1}{2}$; poids total $= (2\,^1/_2) \times 4 = 10$.

2° Que ces mêmes molécules seront soumises à une force horizontale qui sera nulle au milieu B, de la face d'appui, et qui va en croissant à mesure qu'on s'approchera du pied C ou D du talus. Si cette force dépassait la résistance au frottement, c'est-à-dire pf (f étant le coefficient de frottement sur le plan d'appui et p la charge verticale supportée par la molécule formant le pied du talus), cette molécule se déplacerait et le talus s'éboulerait. Comme nous supposons que le massif est limité par le talus naturel, nous pouvons dire que la force horizontale au point C ou D est égale au frottement pf.

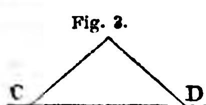
On conçoit donc que dans un talus de sable (bien qu'il soit composé de molécules de diverses grosseurs), la superposition de ces molécules se fasse d'une manière analogue à celle de notre figure ; la molécule formant le pied du talus naturel (aussi bien que celles qui se trouvent tout le long de ce talus en s'élevant) étant soumise à une force horizontale qui atteint la limite du frottement.

Il nous a été facile de déterminer expérimentalement l'existence de ces deux forces horizontales égales et opposées, en faisant un tas de sable de section transversale triangulaire, sur une feuille de papier ou de caoutchouc appliquée sur une plaque horizontale de verre qui permettait de voir au travers ce qui se passait sur la base

d'appui. Le papier et la feuille de caoutchouc se tendent fortement.

Conséquences. — Les conséquences de cette théorie sont nombreuses ; voici les principales :

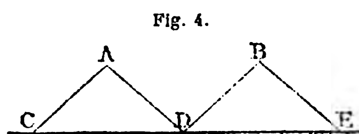
Fig. 3.



1° Un tas de sable de longueur indéfinie, ayant une section transversale triangulaire (*fig.* 3), presse uniformément la base d'appui CD et cette pression par unité de surface est égale au poids total divisé par la surface d'appui ;

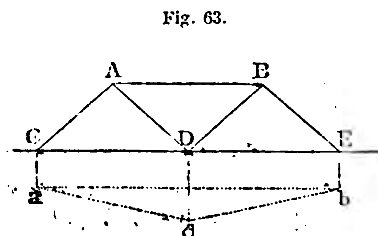
2° Deux tas semblables, égaux et placés l'un à côté de l'autre de manière à avoir une ligne commune pour pied des deux talus voisins, pèseront uniformément sur la base d'appui CE (*fig.* 4) ;

Fig. 4.



3° En remplissant le vide ADB (*fig.* 5), on aura un massif à section trapézoïdale dans lequel la pression verticale en C et en E sera la même que ci-dessus, mais cette pression augmentera en allant vers D et sera maximum en

Fig. 63.

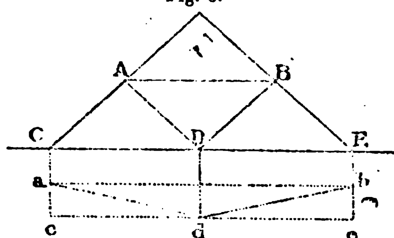


ce point ; si l'on représente ces pressions par des ordonnées verticales proportionnelles aux pressions et tracées

au-dessous de la ligne CE, on aura d'abord un rectangle *CabE*, représentant le poids des deux massifs ACD et BDE, puis un triangle *abd*, représentant le poids du massif intercalaire ABD; si l'on prend le rectangle *CabE*, équivalent aux deux triangles ACD et BDE, le triangle *abd* sera équivalent au triangle ADB;

4° Si nous complétons le massif de manière à en former

Fig. 6.

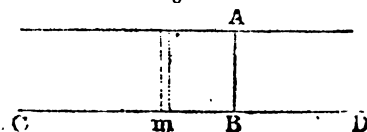


un massif triangulaire ayant CE pour base (*fig.* 6), on voit que le triangle additionnel situé au-dessus de AB donnera sur CE une pression verticale supplémentaire qui sera maximum en C et en E, et nulle en D; cette pression supplémentaire sera représentée par les deux petits triangles qu'on obtient en menant par *d* une parallèle à CE: on arrive ainsi à reconstituer en détail le rectangle *CEce*, qui représente, comme on l'a vu, la pression totale du massif triangulaire élevé au-dessus de CE;

5° Dans un massif indéfini reposant sur un plan horizontal et arasé horizontalement, la base supporte en chaque point le poids de la masse constituant le cylindre vertical ayant pour base l'élément considéré.

On voit en effet que chaque molécule de la tranche infé-

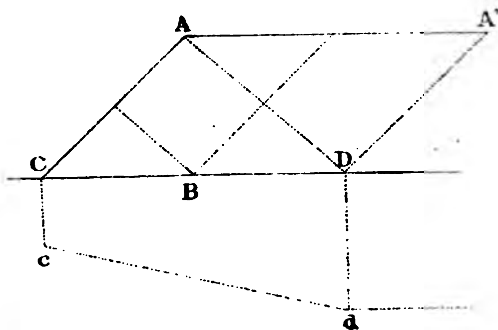
Fig. 7.



rieure, telle que *m* (*fig.* 7), sera soumise à des actions symétriquement disposées qui donneront des résultantes verticales égales en chaque point de la base CD;

6° Dans un massif arasé horizontalement et terminé latéralement par le talus naturel AC (*fig.* 8), la pression

Fig. 8.



sur la base au pied du talus, en C, sera celle que donnerait le massif triangulaire ACD; puis cette pression, en allant vers la droite, ira en augmentant jusqu'au point D où elle sera le double de celle du point C, puis elle sera constante et égale à celle du massif horizontal indéfini.

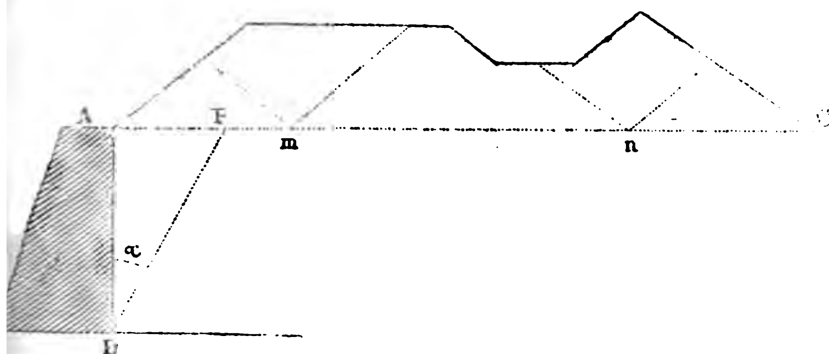
Quant à la force horizontale, elle est maximum au point C où elle atteint la limite de la résistance au frottement; elle décroît jusqu'en D où elle est nulle, car ce n'est qu'à partir de ce point qu'on trouve dans le massif le même nombre de molécules en suivant les deux directions symétriques DA et DA′ qui partiraient de ce point en suivant l'inclinaison du talus naturel. Pour tout autre point, B par exemple, les deux directions analogues intercepteraient dans le massif des longueurs inégales; celle de droite serait égale à DA′, mais celle de gauche atteindrait le côté CA et serait plus courte;

7° On voit que dans toutes les figures que nous venons

d'examiner, la pression verticale sur un élément quelconque *m* de la surface horizontale d'appui est proportionnelle à la somme des longueurs des deux lignes symétriques menées par cet élément parallèlement au talus naturel et limitées au contour de la figure qui représente le profil transversal du massif.

Il est facile de voir qu'il en est de même pour un profil plus accidenté limité par des lignes ayant l'inclinaison du talus naturel ou horizontales comme dans le profil de la figure 9.

Fig. 9.

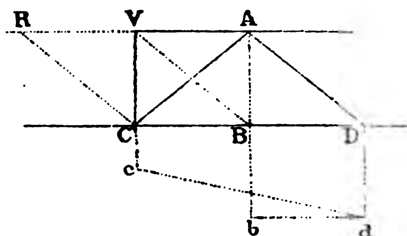


Si un tel massif est soutenu par un mur, on pourra calculer la poussée sur le parement AB en menant par le point A une ligne horizontale et en considérant le massif comme composé de deux parties : 1° d'un terre-plein limité par le plan horizontal AC; 2° d'une surcharge supérieure formée de poids appliqués sur le plan AC. Or, nous connaissons, d'après ce qui vient d'être dit, la pression exercée sur chaque point de AC par la surcharge; on aura donc un cas analogue à celui traité sous le n° 3 de notre mémoire sur les murs de soutènement; mais ici, la surcharge, au lieu d'être constante sur AC, est variable et dépend de la distance du point considéré à l'arête supé-

rieure A. Pour chaque valeur attribuée à l'angle α, on aura donc une surcharge connue sur AF, et en posant les mêmes équations d'équilibre, on pourra en tirer la valeur de la poussée Q que donnerait le plan de rupture s'il faisait l'angle α avec AB. En construisant une courbe dont les ordonnées seraient représentées par les diverses valeurs de Q obtenues en donnant à l'abscisse α des valeurs croissantes depuis 0° jusqu'à 90° — φ, courbe qui sera brisée puisque la surcharge sur AC est représentée elle-même par une ligne brisée, on trouvera facilement le maximum de la poussée et l'angle α qui correspond au plan de rupture;

8° Si dans la figure du n° 6, nous complétons le massif de manière à le terminer par le plan vertical CV et par le plan horizontal VA (*fig.* 10), on voit que la pression de D

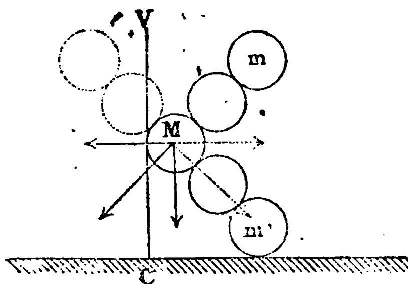
Fig. 10.



à B deviendra constante et égale à ce qu'elle était en D. De B à C, on ne voit pas immédiatement ce qu'elle devient, à cause de la présence du plan VC, mais si l'on remarque : 1° que la molécule M (*fig.* 11) qui termine contre le plan vertical une tranche quelconque descendante, telle que Mm, est soumise à une pression oblique qui se décompose en deux : l'une horizontale, normale au plan VC et l'autre verticale; 2° que la réaction du plan sur cette molécule est égale et directement opposée à la composante horizontale; on reconnaît alors que cette réaction combinée avec la composante verticale, reconstitue pour la tranche symé-

trique descendante Mm', une pression oblique qui est égale à celle que donnerait la tranche m'M prolongée en ligne droite au delà du plan jusqu'à la face supérieure du

Fig. 11.



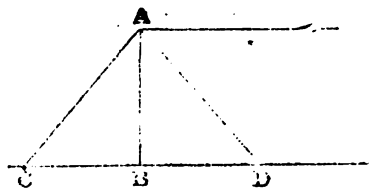
terre-plein. On peut donc dire que la molécule m' reçoit du côté gauche la même pression oblique que si le plan VC n'existait pas et si le massif était complété à gauche de ce plan.

Tout se passe donc sur la base BC (*fig.* 10) comme si le massif se prolongeait indéfiniment à gauche du plan BC, et la pression de B en C continue à être constante et égale à ce qu'elle était de B en D, c'est-à-dire égale au poids de la colonne de remblai.

On voit aussi que la base d'appui CD n'est soumise à aucune force horizontale et que la poussée exercée contre le plan VC est horizontale.

On voit également pourquoi on ne peut pas remplacer

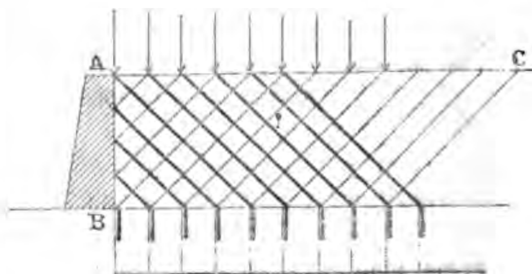
Fig. 12



la portion ACB (*fig.* 12) d'un massif terminé par le talus naturel AC, par un mur de soutènement AB, sans changer les réactions de l'intérieur du massif ABD et les pressions sur la base d'appui BD;

9° Dans le cas particulier où le terre-plein horizontal serait surmonté d'une surcharge uniformément répartie, il est facile de voir, en procédant comme nous l'avons fait dans la figure 1, que si chaque molécule de la tranche supérieure du massif est soumise à l'action d'un poids constant, la pression verticale sur la base sera augmentée uniformément de la même quantité et que la poussée sur le parement AB sera horizontale (*fig.* 13) et augmentée

Fig. 13.



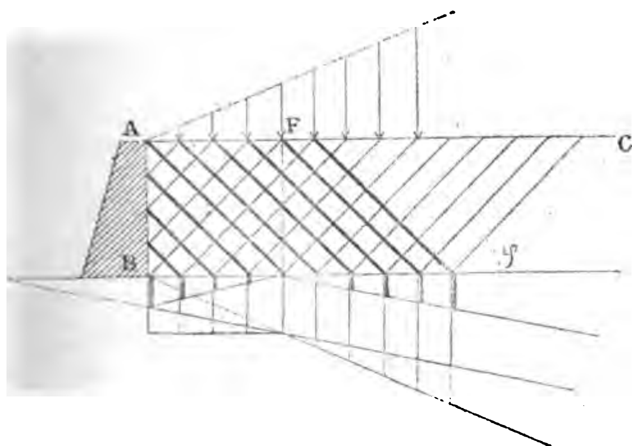
d'une quantité constante, ce qui permet de trouver facilement son point d'application;

10° Si au lieu de poids constants, nous appliquons aux molécules de la tranche supérieure AC (*fig.* 14) des poids croissant uniformément à mesure qu'on s'éloigne du point A, nous verrons, en appliquant le même procédé, que la pression verticale sur la base du remblai sera d'abord constante à partir du pied B du mur, sur une longueur égale à $\frac{AB}{\text{tang } \varphi}$ (φ étant l'angle formé avec l'horizontale par la ligne des centres des rangées inclinées de molécules), puis qu'elle ira ensuite en croissant uniformément. La

poussée contre le parement AB reste toujours horizontale; elle augmente à partir de A jusqu'en B, comme la surcharge augmente elle-même de A en F.

Dans tout ce qui précède, nous avons admis que les molécules de chaque tranche ne réagissaient les unes sur les autres que dans le plan vertical formant la section transversale qui les contenait; si au lieu de cela, elles agissaient dans deux plans verticaux perpendiculaires entre

Fig. 14.



eux, les réactions dans la section verticale considérée par nous seraient réduites de moitié, mais la conclusion, en ce qui concerne la pression sur la base d'appui, serait la même, parce qu'on aurait à considérer des forces moitié moindres, mais en nombre double. Partant de là, on voit que si la répartition de la réaction des molécules se fait dans une infinité de plans verticaux, la réaction verticale contre la base d'appui, sera toujours la même.

Quand aux réactions parallèles à cette base, elles se détruisent lorsque la section faite dans le massif par un plan vertical passant par le point considéré est symétrique

par rapport à la verticale passant par ce point, et elles ont les intensités maxima lorsque cette section est le plus dissymétrique.

Dans le cas d'un terre-plein limité latéralement par le talus naturel, ce maximum se produit sur la trace d'un plan vertical perpendiculaire à la ligne qui limite le talus du massif sur le plan d'appui.

Ces considérations s'accordent en tout point avec notre théorie de la poussée des terres et confirment les résultats auxquels nous sommes arrivé par d'autres raisonnements.

Lyon, le 1er juillet 1883.

TABLE DES MATIÈRES.

CHAPITRE II.

APPLICATIONS.

CHAPITRE III.

EXPÉRIENCES.

NOTES ET APPENDICE.

APPENDICE.

N° 50

RAPPORT (*)

SUR

L'EXPLOSION DE LA CHAUDIÈRE D'UNE GRUE LOCOMOBILE A VAPEUR

SUR LE CHEMIN DE FER D'ALLEVARD AU CHEYLAS (ISÈRE)

Par M. L. LUUYT, Ingénieur en chef des Mines.

Le 1er août 1882, à midi et demi, la chaudière d'une grue locomobile de la gare du Cheylas a fait explosion en brûlant légèrement le mécanicien.

M. l'Ingénieur des Mines Kuss a fourni un rapport dont l'extrait suit :

Le chemin de fer industriel d'Allevard au Cheylas appartient à la Société du Creusot. La grue a été construite dans ce dernier établissement en 1878. Elle est employée au chargement et au déchargement ainsi qu'à la manœuvre de wagons qu'elle peut pousser ou tirer.

La chaudière est verticale, à foyer intérieur et à tube Field. Elle a $1^m,95$ de hauteur et 1 mètre de diamètre ; le foyer intérieur a $1^m,20$ de hauteur et une section elliptique, les axes ayant respectivement $0^m,80$ et $0^m,85$. Les tubes Field sont au nombre de 64 ; ils ont $0^m,05$ de diamètre. La cheminée intérieure centrale a $0^m,20$ de dia-

(*) Ce rapport a été présenté à la Commission centrale des machines à vapeur dans sa séance du 24 avril 1883.

La Commission a adopté l'avis proposé par le rapporteur et a émis le vœu que ce rapport fût inséré dans les *Annales des Mines* et dans les *Annales des Ponts et Chaussées*.

mètre. Elle est assemblée et rivée au ciel du foyer et au fond supérieur de la chaudière au moyen de cornières annulaires. Elle est formée par un tube étiré en cuivre rouge fabriqué par la maison Laveissière. L'épaisseur du métal était, au moment de la construction, de 7 millim. La chaudière a été éprouvée le 31 janvier 1879 pour la pression de 9 kilog.

Le 1er août, le mécanicien venait de recharger son feu et fermait la porte du foyer quand l'explosion s'est produite, le jetant violemment à 10 mètres en dehors de la voie. Relevé aussitôt, il reçut tous les soins nécessaires et il pouvait reprendre son service le 19 août.

Les avaries matérielles sont peu importantes, l'eau et la vapeur étaient sorties par une déchirure du tube-cheminée au-dessus du niveau de l'eau. Cette déchirure avait $0^m,20$ de longueur suivant la génératrice; le métal s'était replié en dedans de part et d'autre. L'épaisseur du tube était réduite à 5 millim. en face de la déchirure; le long de la génératrice passant par le centre de l'ouverture, l'épaisseur diminuait graduellement de bas en haut, étant de $2^{mm},4$ à la déchirure même et de 1 millim. seulement au haut de la cheminée, dans sa partie extérieure à la chaudière, où le métal n'était plus soumis à la pression de vapeur.

L'enquête a établi que l'eau était un peu au-dessus de son niveau habituel, qu'il n'y avait pas excès de pression; l'accident ne peut être dû qu'à l'affaiblissement excessif du tube-cheminée.

L'usure a été produite, non par une action chimique, mais par une action mécanique.

Le tirage de la cheminée entraînant, avec les produits de la combustion, des escarbilles et des cendres légères, le frottement de ces matières a suffi pour user le cuivre.

Lors des nettoyages opérés chaque quinzaine, le mécanicien examinait les parties accessibles. L'intérieur de la che-

minée ne l'était malheureusement pas, non seulement parce que ce tube n'avait que 0m,20 de diamètre, mais parce qu'il était surmonté d'une cheminée extérieure en tôle, emboîtée sur la partie du tube-cheminée qui faisait saillie au dehors du fond supérieur de la chaudière.

L'espace annulaire compris entre le tube et le corps de la chaudière était trop peu élevé pour permettre à un homme de s'y introduire et de sonder le tube au marteau; on ne soupçonnait pas d'ailleurs l'état d'usure de ce tube. M. Kuss ne croit pas que l'on puisse reprocher au directeur ou au mécanicien de ne s'être pas complètement conformés aux prescriptions de l'article 36 du décret du 30 avril 1880. Ils faisaient tout ce qu'ils pouvaient, et il serait à désirer que toutes les petites chaudières verticales analogues fussent entretenues et surveillées avec autant de soin que l'était celle-ci.

Il résulte des renseignements pris au Creusot qu'il y a été construit, de 1870 à 1879, vingt-cinq grues locomobiles du même type. Plusieurs de ces engins fonctionnent au Creusot même, le tube-cheminée n'a été visité dans aucune jusqu'à ce jour, parce qu'il n'est pas accessible sans démontage complet de la chaudière.

Le fer paraissant devoir résister beaucoup mieux que le cuivre à l'usure causée par les escarbilles, la grue du Cheylas a été remise en service après remplacement du tube écrasé en cuivre par un tube en fer.

M. l'Ingénieur en chef Villot, en suivant la diminution graduelle des épaisseurs, estime que le cuivre avait 2 millim. au centre de l'écrasement, ce qui correspond à un effort de 4 kilog. par millimètre carré sous la pression de 8 kilog.

Des ouvrages spéciaux donnent pour la charge pratique par compression du cuivre laminé, recuit, 2 kilog. On avait donc beaucoup dépassé la charge de sécurité. En même temps que le métal était comprimé dans sa section

horizontale, il supportait une tension verticale; cet ensemble d'efforts devait avoir pour effet de rendre même suspecte une charge de compression horizontale égale à la charge pratique (2 kilog.) acceptée dans les cas simples où le métal ne travaille que dans un seul sens.

L'amincissement si considérable du cuivre montre combien sont réels et peuvent avoir d'importance les phénomènes d'usure rapide d'une matière relativement dure par une matière relativement tendre quand on fait intervenir comme élément la vitesse de la matière tendre.

M. Villot propose d'adresser une circulaire aux Ingénieurs chargés de la surveillance des appareils à vapeur pour leur signaler la cause d'usure ainsi prise sur le fait et les inviter à porter leur attention sur tous les cas où des faits analogues pourraient se présenter, car le Creusot n'a peut-être pas été le seul établissement qui ait construit de pareilles chaudières.

M. l'Inspecteur général, directeur du contrôle, adopte l'avis de l'Ingénieur en chef et propose d'adresser une circulaire aux Ingénieurs pour leur faire connaître les causes de l'explosion de Cheylas et les inviter à signaler sans retard tous les cas semblables qui parviendraient à leur connaisance. Ces rapports seraient transmis à la Commission centrale.

OBSERVATIONS.

Les rapports des Ingénieurs indiquent suffisamment la cause de l'accident : usure de la paroi de cuivre par les cendres entraînées avec les gaz chauds. L'échappement de vapeur qui débouche dans la cheminée au-dessus de la chaudière donne lieu à un tirage énergique; s'il n'est pas dirigé exactement suivant l'axe de la cheminée, si le foyer est plus actif d'un côté que de l'autre, les cendres seront plus abondantes ou lancées plus

vite d'un côté que de l'autre; de là l'inégalité d'usure dans la même section de la cheminée. Cette explication paraît préférable à celle qui s'appuie sur le mouvement en avant de la machine, ce mouvement ferait que les poussières attaqueraient plus vivement la paroi antérieure que la paroi opposée; la vitesse d'avancement est bien petite comparée à celle du tirage; quelle qu'elle soit, toute la chaudière et son contenu avançant en même temps, le mouvement transversal du courant par rapport à l'axe de la cheminée est nul.

Il résulte d'une explication fournie à votre rapporteur par le Creusot et le service local, que l'échappement de vapeur pénétrait dans la cheminée à $0^m,20$ au-dessus de la partie supérieure de la chaudière et qu'il y débouchait horizontalement par le côté et sans être recourbé parallèlement à l'axe de la cheminée. La partie usée qui s'est ouverte est à $0^m,30$ au-dessous de cet orifice et dans la partie de la cheminée comprise dans la chaudière et soumise à la pression de la vapeur. Cette partie amincie ne se trouve pas exposée directement au jet de la vapeur, mais, sans avoir de croquis rigoureusement exact de cette disposition, il est permis d'admettre que l'usure, portant entièrement d'un seul côté a été causée par la disposition spéciale de l'échappement. D'ailleurs le Creusot se propose de substituer la tôle de fer à la tôle de cuivre; cette modification aura lieu au fur et à mesure de la mise en réparation des locomobiles de ce type.

On peut se demander aussi si l'épaisseur du tube-cheminée neuf n'était pas inégale, ce qui peut arriver pour des tubes étirés de grand diamètre; en ce cas l'usure aurait pu être uniforme en faisant ressortir d'autant plus les inégalités d'épaisseur.

J'ai l'honneur de proposer à la Commission centrale d'émettre l'avis suivant :

L'écrasement d'une cheminée intérieure de locomobile dans la gare du Cheylas provient de l'usure rapide d'un seul côté de cette cheminée, qui était en cuivre rouge. Elle avait un diamètre de $0^m,20$ et une épaisseur de $0^m,007$; cette épaisseur s'est réduite à 5 millim. en face de la déchirure et à $2^{mm},4$ à la déchirure même produite par la pression de la vapeur. Plus haut, mais en dehors de la chaudière, dans la partie non soumise à la pression, l'épaisseur est descendue à 1 millim. Le tuyau d'échappement de vapeur débouche à peu près à cette dernière hauteur, donnant un jet horizontal. L'usure, qui est intérieure, a été produite par le frottement des cendres, et l'inégalité ne paraît provenir que de la disposition spéciale du jet, peut-être aussi le tube en cuivre étiré n'avait-il pas à l'origine une épaisseur uniforme. La chaudière, construite au Creusot, avait été éprouvée en janvier 1879 pour la pression de 9 kilog. Elle était très bien entretenue, cependant on n'avait pas remarqué l'usure, la partie détériorée n'étant pas accessible. Les constructeurs remplacent la cheminée en cuivre par une cheminée en fer et ils examinent de près les machines qu'ils ont construites dans des conditions analogues.

CHRONIQUE.

(Juillet 1883.)

N° 47

Chemin de fer électrique de Portrush, en Irlande (*). — Ce chemin de fer d'une longueur de 9 600 mètres relie le bourg de Portrush, station terminale du Belfast and Northern Counties Railway à Bushmills près de la célèbre chaussée des Géants, comté d'Uulster, en Irlande. La voie traverse sur une longueur de 800 mètres environ la principale rue de Portrush ; pendant le reste du trajet, elle suit l'accotement de la route.

La largeur de la voie est de $0^m,914$. Les pentes sont très raides ; elles atteignent, en certains points, $35^m/^m$ par mètre ; les courbes sont de faibles rayons.

On se propose de prolonger cette ligne jusqu'à Dervock de manière à compléter le réseau des voies étroites entre Ballymena Larne et Cushendall (**).

A 1 300 mètres environ de l'extrémité de la ligne se trouve une chute de la rivière Bush, de $7^m,20$ de hauteur, que l'on se propose d'utiliser pour faire mouvoir des turbines alimentant les machines dynamo-électrique motrices du chemin de fer.

Le système de transmission de l'électricité aux véhicules du chemin de fer est à conducteur séparé ; ce conducteur est formé

(*) D'après un mémoire du Dr E. Hopkinson, inséré dans le n° du 13 avril 1883, du *Journal of the Society of Arts*, et *The Railway-Engineer*, mars 1880.

(**) Les voies étroites d'Irlande ont été décrites dans le n° de février 1882, p. 155, de la *Revue générale des Chemins de fer*.

La *Revue* a donné des renseignements sur les *Chemins de fer électriques* suivants :

- N° d'août 1880 : Chemins de fer électriques à l'Exposition de Bruxelles de 1880 ;
- N° de septembre 1881 : Chemins de fer électriques à l'Exposition universelle de Paris de 1878 et de Lichterfelde (Berlin).

par un rail en T, pesant $9^k,5$ par mètre, supporté, à $0^m,45$ du sol et à $0^m,56$ du rail intérieur, sur des poteaux de sapin bouillis dans le goudron et écartés de 3 mètres; il est relié par un câble souterrain à une *shunt-dynamo* mue par une machine à vapeur de 25 chevaux environ.

Le courant est amené, du conducteur à la voiture-locomotive, par deux ressorts d'acier fixés, aux extrémités de la voiture, à des barres d'acier. Ces balais s'usent très peu sur le fer des rails; en temps sec, il faut les graisser légèrement; en temps humide, l'eau déposée à la surface des rails suffit.

Les doubles balais placés aux extrémités des voitures permettent de franchir les interruptions du conducteur occasionnées par les passages à niveau; le balai d'arrière touchant encore le rail quand celui d'avant l'a quitté. Il ne se présente que deux ou trois interruptions qui ne peuvent pas être franchies de cette manière, et pour lesquelles le passage du courant est interrompu sur un parcours de 9 à 10 mètres.

Le courant passe sous les interruptions à travers un câble de cuivre isolé dans un tube de fer, à une profondeur de $0^m,45$.

Le courant est amené des balais à un commutateur manœuvré par un levier qui introduit dans le circuit un nombre variable de résistances placées sur la voiture : ce même levier change la position des balais sur le commutateur de la dynamo dont il permet de renverser la marche; le courant revient de la dynamo-locomotive à la génératrice par les boîtes à graisses, les essieux, les bandages et les rails.

Les rails qui forment le conducteur et la voie sont reliés par des éclisses et des doubles boucles de cuivre soudées au fer, le contact électrique des éclisses ordinaires étant tout à fait insuffisant.

La dynamo se trouve au centre de la voiture, sous le plancher, et commande un des essieux seulement par une chaîne, au moyen d'une transmission intermédiaire.

Les leviers du changement de marche, qui commandent aussi les freins, sont reliés, aux deux bouts de la voiture, de manière que le mécanicien puisse toujours se tenir à l'avant, condition essentielle à la sécurité d'une ligne longeant une route.

Les voitures sont de première et de troisième classe, les unes couvertes les autres découvertes et peuvent tenir vingt voyageurs; il y en aura bientôt cinq munies de machines dynamo, le matériel se composera, en tout, de sept voitures.

On peut graduer facilement la vitesse du train au moyen des résistances installées sur la locomotive; au départ et à l'arrêt, il

convient d'augmenter ces résistances, pour éviter les étincelles à l'ouverture et à la fermeture du circuit.

On ne doit se servir du changement de marche de la dynamo comme frein que dans les cas extrêmes; on risque en effet ainsi, à cause de la grande vitesse de la machine, de détruire l'isolement de ses fils, par un effet d'auto-induction analogue à ceux des bobines de Ruhmkorff : on peut l'éviter en introduisant, au moment du changement de marche, une grande résistance dans le circuit.

La résistance moyenne du circuit est d'environ 0,160 ohm par kilomètre, celle du fer des conducteurs est de 0,09 ohm seulement; l'excès de résistance provient de l'imperfection des éclissages et de la résistance de leurs fils de cuivre.

La force électromotrice du conducteur est de 225 volts : elle ne présente aucun danger, bien que l'on ressente, en touchant le conducteur, un choc sensible.

Avec une voiture exigeant un courant constant, la perte due à la résistance est maxima lorsque la voiture se trouve au milieu du trajet; elle sera alors égale au quart de la résistance totale de la ligne, pourvu que les deux extrémités soient maintenues, par les génératrices, au même potentiel : la résistance moyenne du circuit serait égale, d'après le calcul, au sixième de celle de la ligne. En appliquant ces données à un train de quatre voitures, exigeant chacune 4 chevaux, on trouve que la perte due à la résistance ne dépasse pas 4 p. 100 de la puissance développée sur les voitures; avec une seule voiture, elle ne dépasse pas 1 p. 100. En fait, les pertes sont moindres, parce que les génératrices sont placées au bas du parcours et que le milieu de la ligne est en palier, de sorte que l'on a besoin du moindre courant quand la résistance est maxima.

L'isolement du conducteur a occasionné de grandes difficultés, surtout à cause de l'humidité du climat; on a, néanmoins, pu réaliser un isolement de 800 à 1 600 ohms par kilomètre, suivant l'état du temps, en plaçant un isolant entre les supports en bois et le fer à T du conducteur. La perte totale ne peut donc pas dépasser 2,5 ampères, ce qui représente une perte de 3/4 de cheval, ou de moins de 5 p. 100, lorsqu'on fait marcher quatre voitures.

Les éléments suivants permettent de comparer les tramways à vapeur et à l'électricité.

Les locomotives à vapeur qui font temporairement le service du chemin de fer de Portrush ont des cylindres de 200 millimètres de diamètre sur 300 millimètres de course; elles pèsent 7 tonnes, et

travaillent 8 atmosphères. La dynamo de la locomotive électrique pèse 650 kilogrammes, la tare de la voiture est de 2 600 kilogrammes. Les locomotives peuvent remorquer une charge totale de 12 tonnes non compris la machine; la dynamo peut remorquer 6 tonnes, c'est-à-dire, cinq fois plus à poids égal.

Les frais de traction avec la locomotive à vapeur sont les suivants, par semaine, pour un parcours de 500 kilomètres :

Salaires des mécaniciens.	37 fr.	50
— des nettoyeurs.	15	»
Coke : 3 000 k. à 31 fr. la tonne . . .	93	»
Huile : 4 litres 50	3	90
Graisse : 2 k. à 0 fr. 60.	1	20
Chiffons : 4 k. à 0 fr. 20.	0	80
Amortissement à 15 p. 100 de 19000 fr.	54	»
Total.	205 fr.	40

Une locomotive électrique remorquant une deuxième voiture transportant le même nombre de voyageurs exige une consom ma tion de 5 kilogrammes de coke par kilomètre; on en déduit, pour les dépenses par semaine correspondant à un même parcours de 500 kilomètres, les sommes suivantes :

Salaire du chauffeur de la machine fixe.		25 fr.	»
Coke : 260 k. à 31 fr. la tonne. . . .		80	60
Huile : 4 litres 50.		3	90
Chiffons, etc.		0	80
Amortissements : machine fixe à 10 p. 100 sur 7 500 fr. = ...	14,35	49	50
Amortissement : appareil électrique à 15 p. 100 sur 12 500 fr. = ...	35,15		
Total.		159 fr.	80

Soit $0^f,32$ au lieu de $0^f,40$ par kilomètre parcouru, ou une économie de plus de 25 p. 100.

Si le trafic était plus considérable, le gain serait plus favorabl encore à l'électricité, parce que les pertes par défaut d'isole ment, etc., seraient proportionnellement moindres.

La comparaison ci-dessus, entre la locomotive à vapeur et la traction par l'électricité, est très juste, parce que les deux appareils payent le combustible au même prix et remorquer aient l

même matériel sur une ligne très accidentée; elle est plutôt dévorable à l'électricité, car on aurait pu mieux isoler le conducteur et choisir une machine fixe plus économique.

La vitesse peut facilement atteindre 20 kilomètres, à l'heure, mais les règlements du Board of Trade interdisent de dépasser 16 kilomètres, parce que la ligne est classée comme tramway.

La ligne a été construite sous la direction de MM. W. A. Trail et E. B. Price; les appareils électriques sont du système Siemens.

(*La Lumière Électrique*, du 5 mai 1883.)

N° 48

L'approvisionnement d'eau et la canalisation de la ville de Trieste. — La principale source de la Bistrizza a un débit minimum de 24,000 mètres cubes en vingt-quatre heures, elle jaillit dans la vallée de la rivière Recca, près de la gare de Feistritz sur le chemin de fer S. Peter-Fiume, et donne une eau très limpide et de qualité excellente ayant une température de 9 à 10° centigrades. La rivière Recca dont l'affluent le plus abondant est précisément la Bistrizza, possède un bassin hydrographique de environ 40,000 hectares, situé en grande partie dans la formation de l'éocène, tandis que le reste appartient à la formation de la craie (Carso). Près du village de Ober-Wrem, la rivière abandonne la formation éocénique et passe sur celle de la craie, pour s'engouffrer ensuite après un cours de 6 kilomètres, dans la caverne de S. Canciano. Dans cette dernière étendue de 6 kilomètres, la quantité d'eau diminue en grande proportion pendant les basses eaux, en conséquence des pertes qui ont lieu à travers les crevasses du calcaire crétacé. Ainsi dans l'été de 1879 l'on mesura près de Ober-Wrem 46,000 mètres cubes, pendant qu'à S. Canciano le lit de la rivière était à sec. Le débit minimun jaugé de la rivière Recca à Ober-Wrem est de 39,740 mètres cubes, tandis que les hautes eaux représentent un volume de plus de 6 millions de mètres cubes en vingt-quatre heures. On pourrait cependant, en cas de besoin, éliminer facilement ces variations du débit, en construisant des réservoirs dans la formation éocénique de la vallée du Recca. A présent, il faudrait dériver 12,000 mètres cubes, en vingt-quatre heures de la source Bistrizza, au moyen d'une conduite qui d'abord parcourrait la vallée du Recca sur une longueur de 30 kilo-

mètres jusqu'à S. Canciano, de la rivière Recca, on prendrait ensuite encore au moins 28,000 mètres cubes, en empêchant préalablement les pertes d'eau dans les crevasses du calcaire entre Ober-Wrem et S. Canciano.

Près de ce dernier lieu est situé l'origine de la galerie, longue de 15 kilomètres, qui doit être percée entièrement dans le calcaire crétacé avec une section d'environ 6 mètres carrés; comme elle est située à peu de profondeur au-dessous du plateau du Tarse, elle permettra sans difficulté la construction d'un nombre convenable de puits. La galerie débouchera à moins de 4 kilomètres de la ville, et à une hauteur de 300 mètres sur la même, et amènera séparément l'eau du Recca et celle de la Bistrizza. Cette dernière sera introduite dans les maisons de la ville, pendant que l'eau du Recca servira aux services publics, et en particulier à la production de force motrice, principalement en substitution de celle des moteurs qui fonctionnent présentement dans la ville, et qui représentent ensemble une force de 2,100 chevaux. Pour cette dernière application, on propose une conduite à haute pression.

Pour le système de canalisation, on fera usage de pompes qui seront mues par l'eau du Recca.

La ville de Trieste avec sa banlieue renferme actuellement 145,000 habitants. Il faudra d'abord fournir l'eau à environ 110,000 habitants, tout en ayant aussi égard à l'approvisionnement éventuel de la banlieue.

N° ~~49~~ 53

NOTICE

SUR LA

CONSTRUCTION DES ÉCLUSES ACCOLÉES

DE CARRIÈRES-SOUS-POISSY, SUR LA SEINE

Par M. DE PRÉAUDEAU, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

OBJET DE LA LOI DU 6 AVRIL 1878.

Le programme des travaux d'amélioration de la navigation de la Seine entre Paris et Rouen qui a servi de base à la loi du 6 avril 1878 comprenait les ouvrages nécessaires pour assurer à la navigation le tirant d'eau de $3^{m},20$, mais en commençant les travaux dans les sections où le tirant d'eau de $2^{m},20$ n'était pas encore obtenu.

On se proposait donc de reconstruire d'abord les écluses qui dans l'état actuel présentaient les seuils les plus élevés.

L'écluse de Denouval est dans ce cas; son busc n'est qu'à $1^{m},11$ en contrebas de la retenue actuelle du barrage de Meulan.

L'étude des ouvrages destinés à la remplacer a donc été placée en première ligne, et comme les autres écluses devaient être reconstruites d'après le même type, c'est sur c premier projet que se sont concentrées les études et les d cussions relatives à la forme et aux dimensions des é uses ainsi qu'aux appareils de remplissage et de vid 'ge.

Nous résumerons dans la première partie de cette notice les documents qui ont servi de base aux dispositions du projet approuvé.

La seconde sera consacrée aux renseignements relatifs aux travaux accessoires et à l'exécution des ouvrages.

DISCUSSION DU PROJET.

DIMENSIONS DES ÉCLUSES.

L'avant-projet, présenté par M. Krantz en 1875, conservait les dimensions des écluses actuelles de la Seine, en aval de Paris, qui sont de 12 mètres de largeur sur 120 mètres de longueur; il comportait trois paires de portes par écluse, conformément à une disposition réalisée à l'écluse de Bougival par M. Poirée en 1839 et reproduite par M. Krantz à l'écluse de Port-Villez en 1869.

Mais ces dimensions, adoptées à une époque antérieure à l'établissement du touage et au développement des grands trains de remorquage, donnaient prise à de nombreuses objections et diverses dépositions demandèrent aux enquêtes que les largeurs fussent portées à $13^{m},50$, 15 et 16 mètres avec des longueurs de 140 et 160 mètres.

Dans un rapport du 6 octobre 1875, M. l'Ingénieur en chef de Lagrené avait proposé que, sans modifier la largeur de 12 mètres, la longueur des écluses fût portée à 180 mètres, conformément au type de la Haute-Seine.

La décision ministérielle du 27 décembre 1876, statuant sur l'avant-projet, prescrivit, sans se prononcer sur les dimensions définitives des écluses, que la capacité des sas actuels fût augmentée des trois quarts, tout en conservant au droit des têtes une largeur de 12 mètres.

La capacité des écluses étant de $120 \times 12 = 1\,440^{m^2}$, il s'agissait donc de la porter à 2 520 mètres.

Les considérations qui ont déterminé ces prescriptions,

ainsi que les dimensions définitives qui ont été ensuite adoptées se rapportent :

A la largeur des têtes,
A la largeur des sas,
A la longueur des sas.

Largeur des têtes. — Le matériel actuel de la navigation de la Seine comprend des chalands de 7 à 8 mètres de largeur sur 45 à 50 mètres de longueur et des péniches de 33 à 35 mètres de longueur sur 5 mètres de largeur. Les toueurs et remorqueurs ont de $5^m,25$ à $6^m,25$ de largeur sur 40 à 42 mètres de longueur. L'Administration ayant décidé d'allonger à $38^m,50$ les écluses des canaux, on doit prévoir un allongement correspondant dans les péniches.

La largeur de 12 mètres permet aisément le passage du matériel actuel; il est même possible de faire entrer dans les écluses des péniches couplées, surtout quand elles sont vides.

Mais cette largeur laisse-t-elle une marge suffisante pour la création des nouveaux types de bâtiments qui pourront se construire pour profiter du tirant d'eau de $3^m,20$?

D'après le rapport du huitième admis entre la largeur et la longueur des bateaux de mer à hélice, la largeur de 12 mètres permettrait une longueur de 100 mètres qui dépasse de beaucoup les dimensions probables d'un bâtiment n'ayant pas plus de 3 mètres d'enfoncement.

Si on admet que la surface engendrée par l'hélice doive être comprise entre le tiers et le quart de celle du maître-bau, pour un diamètre de 3 mètres, on aura une surface te $7^m,07$, correspondante à un maître-bau de 21 à :8 mètres carrés. Le maître-bau devant être égal aux uatre cinquièmes du rectangle circonscrit, on trouve que hélice de 3 mètres de diamètre correspond à une largeur

de $8^{m},75$ à $11^{m},67$, soit en nombre rond de 9 à 12 mètres (*).

Il est vrai que ces dimensions ne suffiraient pas pour des bateaux à roues. Mais on ne prévoit pas que ce type de bateaux se développe sur la Seine ; il ne convient en général que pour les bâtiments dont l'enfoncement est presque invariable, comme les bateaux à voyageurs et les remorqueurs ; ces derniers n'ont pas besoin d'une grande largeur et comme ils sont astreints à traverser fréquemment les écluses, on ne doit pas supposer qu'ils dépasseront jamais les dimensions nécessaires pour pouvoir prendre place dans les sas à côté des plus grands bateaux de transport, comme nous l'expliquerons ci-après. Il semble donc que, dans l'avenir comme dans le présent, les remorqueurs conserveront l'hélice comme propulseur.

Largeur des sas. — La largeur des têtes étant fixée à 12 mètres, on a demandé aux enquêtes que la largeur du sas fût augmentée de manière à permettre à deux bateaux de s'y placer de front. Si l'on pouvait régler la composition des trains de manière à avoir toujours un même nombre de chalands et de péniches, il suffirait pour satisfaire à cette condition d'une largeur de $8^{m},00 + 5^{m},00 + 0^{m},50$ à 1 mètre, soit $13^{m},50$ à 14 mètres.

Mais d'une part, d'après les cahiers des charges des compagnies de touage, les trains doivent être composés suivant l'ordre d'inscription des bateaux, et d'autre part, la sécurité des manœuvres exige que les bateaux les plus lourds soient placés en tête des convois. D'où cette conclusion, que pour utiliser autant que possible la surface d'un sas, il faut que sa largeur dépasse le double de celle du plus fort type de bateaux : un jeu d'un mètre à été en outre admis, nous établirons qu'il est nécessaire pour faci

---

(*) Rapport sur le projet de dérivation de Poissy, 12 février 1878, M. Cheysson.

liter les manœuvres de rangement des bateaux et utile pour permettre d'aller vite dans le remplissage du sas.

La largeur des sas a donc été fixée à 17 mètres.

Dans ces conditions l'introduction d'un train toué ou remorqué dans une écluse de 12 mètres d'ouverture avec sas de 17 mètres s'effectue de la manière suivante :

Le toueur ou remorqueur entre dans l'écluse en tête de son train en lui conservant une vitesse suffisante pour que, lorsque le moteur s'arrête, les bateaux suivants aient encore assez d'aire pour se loger autant que possible par la vitesse acquise dans l'élargissement du sas.

Le moteur fait aussitôt machine en arrière et va chercher la deuxième partie du convoi qu'il introduit dans l'écluse parallèlement à la première.

Longueur des sas. — La composition des convois est trop variable pour permettre de définir à l'avance le nombre de chalands ou de péniches qu'on peut introduire dans une éclusée ; on ne peut donc fixer la longueur à adopter pour les sas qu'en discutant diverses hypothèses.

En admettant 1 mètre de jeu par bateau, il faudrait : pour trois péniches de 38 mètres dans chaque file,

$$3 \times 38 + 3 = 117 \text{ mètres};$$

pour un chaland de 50 mètres e deux péniches de 38 mètres,

$$50 + 2 \times 38 + 3 = 129 \text{ mètres};$$

et pour 2 chalands de 50 mètres et une péniche de 38 mètres,

$$2 \times 50 + 38 + 3 = 141 \text{ mètres}.$$

Cette dernière combinaison, qui en tenant compte des dimensions des têtes correspond à une longueur de 160 mètres de busc en busc, donne une surface de sas de $141 \times 17 = 2\,397$ mètres peu inférieure à celle de 2 520 mètres fixée par la décision ministérielle du 27 dé-

cembre 1876 et si on ajoute que, suivant le sens dans lequel on marche, on peut utiliser une partie de la surface comprise entre le sas et l'une des têtes, on reconnaîtra que ces dimensions satisfont à cette décision.

Elles permettront l'introduction de trains composés de : 1 toueur — 3 chalands — 3 péniches ou de : 1 toueur — 1 chaland — 6 péniches soit de 7 à 8 unités.

Dans les écluses actuelles, on ne peut placer côte à côte ni le toueur et un chaland, ni un chaland et une péniche, et une éclusée se trouve ainsi réduite avec le toueur ou remorqueur, à deux ou trois bateaux, chiffre très inférieur à la moyenne des convois de la Basse-Seine. D'autre part, il résulte d'un relevé fait en 1877 du matériel de transport existant chez les entrepreneurs de Rouen que sur 100 bateaux il y avait alors 80 chalands et 20 péniches seulement.

La batellerie des canaux et de l'Oise apporte, il est vrai, un contingent de péniches qui modifie la proportion; mais ce qu'on peut affirmer, c'est que, plus la navigation se développera entre Paris et Rouen, plus elle tendra à multiplier le type des grands chalands de 7^{m},50 à 8 mètres de largeur sur 45 à 50 mètres de long.

Nous ajouterons que, s'ils excédaient ces dimensions, les constructeurs feraient fausse route et s'exposeraient à des mécomptes. Dans les écluses qui contiennent plusieurs bateaux, il importe pour que les manœuvres de rangement qui forment la majeure partie de la durée des éclusées ne soient pas d'une longueur démesurée qu'on n'ait presque jamais besoin de se préoccuper des dimensions des bateaux pour les introduire dans les sas.

Les sas de 17 mètres sur 141 mètres sont construits pour deux files de bateaux, à raison de trois bateaux par file. Il est vrai qu'on a supposé le cas le plus général où un certain nombre de péniches seraient à la queue du convoi, mais, pour éviter toute perte de temps au passage d'un convoi, il conviendrait que l'emplacement occupé par

un bateau ne dépassât peu ou pas $\frac{17^m,00}{2}$ sur $\frac{141^m}{3}$, y compris le jeu nécessaire aux manœuvres, soit au maximum 8^m,50 sur 47 mètres.

Ces considérations s'appliquent non seulement à l'écluse de Carrières-sous-Poissy, mais encore à celles de la Basse-Seine en aval du confluent de l'Oise jusqu'à Rouen dont les conditions d'exploitation sont tout à fait analogues.

En amont du confluent de l'Oise la situation se modifie par le grand courant de circulation qui se dirige à la remonte sur Paris pour y transporter des houilles et des matériaux de construction.

L'écluse de Bougival a en nombre rond un tonnage triple de celui des écluses de la Basse-Seine; les trains de touage qui la franchissent comprennent en moyenne neuf bateaux, toueur compris, et, dès 1878, la statistique a établi que sur 100 trains passés à cette écluse en eaux basses et moyennes, 64 p. 100 n'auraient pu être éclusés dans un sas de 141 mètres de longueur sur 17 mètres de largeur, et 20 p. 100 auraient excédé la capacité d'un sas de 180 mètres.

Aussi l'Administration a-t-elle admis que le sas de la nouvelle écluse de Bougival présenterait exceptionnellement une longueur de 220 mètres.

La navigation de l'écluse de Bougival se divise ensuite entre le canal de Saint-Denis et la traversée de Paris, et, par suite, l'écluse de Suresnes, tout en ayant un mouvement supérieur à celui des écluses de la Basse-Seine, reste notablement au-dessous du trafic de Bougival.

Forme des sas. — L'indépendance qui résulte des décisions que nous venons de rapporter entre le sas et les tes, ainsi que les grandes dimensions des sas ont conduit examiner si on ne pourrait par économie recourir aux ıs perreyés.

Les difficultés que ce genre de constructions a rencon-

trées à l'origine de son application sur la Haute-Seine n'auraient pas été un obstacle suffisant pour faire renoncer aux avantages économiques du système s'il avait paru de nature à satisfaire à une navigation active et dont on se proposait d'augmenter la vitesse.

Indépendamment des manœuvres des portes, les éclusées comprennent deux périodes pour la durée desquelles la forme du sas est loin d'être indifférente : pour le rangement des bateaux, un sas perreyé n'offre pas de moyens d'amarrage commodes, lorsque la chute est forte et lorsque l'écluse a une certaine hauteur au-dessus du plan d'eau normal; à Carrières-sous-Poissy, la hauteur entre le plan d'eau d'aval et le couronnement est de $4^m,81$; un bateau montant devrait lancer son amarre à cette hauteur; un bateau avalant devrait se tenir à cette distance horizontale du couronnement du sas; il en résulterait nécessairement des lenteurs dans les manœuvres de rangement. Quant à la vidange et au remplissage, cette forme du sas augmenterait le volume d'eau à débiter, et si, pour aller vite, les orifices d'alimentation avaient été augmentés, on risquerait en les manœuvrant rapidement pendant la période de vidange d'échouer des bateaux sur le talus s'ils ne se tenaient pas avec grand soin à leur distance.

C'est pour éviter ces inconvenients que l'Administration a prescrit la construction de bajoyers en maçonnerie pour limiter les sas.

Nous avons dit que la largeur du sas était de 17 mètres et celle des têtes de 12 mètres seulement : l'élargissement du sas a été porté tout entier du côté opposé à la rive de halage, afin que, la première file de bateaux qui entre dans l'écluse se plaçant du côté de l'élargissement, la seconde ait un trajet aussi direct que possible; on peut ainsi fermer les portes sans perdre de temps. De même pour la sortie, le toueur ou remorqueur se trouve au droit des portes et n'a pas de manœuvre transversale à effectuer.

L'élargissement du sas est raccordé à la tête au moyen d'un mur en retour perpendiculaire : on s'était demandé si un pan coupé n'aurait pas été préférable; il en serait résulté une perte de longueur qui n'aurait pas été compensée par une amélioration dans les manœuvres : si l'élargissement du sas se trouvait du côté du halage ou au-dessous de la traversée d'un pont, on aurait sans doute dû recourir au pan coupé, mais dans les conditions ordinaires la solution adoptée nous paraît la meilleure.

Écluses à deux sas. — L'augmentation du trafic de la Basse-Seine et le développement de la navigation par convois conduisent, comme on vient de le voir, à adopter des écluses de grandes dimensions; mais en même temps la convenance de faire des éclusées plus rapides pour de petits convois et de se mettre à l'abri des accidents qui peuvent survenir aux portes d'écluses recommande la solution adoptée par M. Poirée à Bougival et qui consiste à diviser le sas par des portes intermédiaires.

Avec un sas à bajoyers maçonnés, la largeur de 17 mètres n'opposerait pas une sérieuse difficulté à cette combinaison, bien qu'elle conduise à donner cette largeur aux portes d'écluse intermédiaires.

Mais cette solution qui a constitué cependant un progrès sérieux prête encore à diverses objections.

Si on suppose que la navigation se développe, le nombre des trains augmente et l'écluse se trouve fréquemment occupée par eux. Qu'un bateau-porteur, marchant isolément, se présente : il importe peu qu'il y ait trois portes d'écluse s'il a chance de trouver souvent l'écluse en manœuvre.

Or ce type de bateau est très répandu entre Paris et uen et son développement exige des conditions de vitesse de régularité qui soutiennent la comparaison avec les ansports par chemin de fer.

Les grandes entreprises de navigation fluviale demandent

d'ailleurs qu'on leur assure surtout de la sécurité et si le système des trois paires de portes permet de passer, lorsqu'une porte est à réparer, il ne permet de faire la réparation que si elle est peu importante; et nous avons fréquemment fait l'expérience des difficultés que crée à la marine l'interruption du passage, ne fût-ce que pendant quelques heures par jour, lorsqu'il s'agit de travaux ayant quelque durée et d'une écluse fréquentée. On doit aussi prévoir l'éventualité d'un bateau s'échouant dans le sas d'une écluse unique, accident qui pourrait être la cause d'un chômage prolongé pendant plusieurs semaines.

Écluses doubles accolées. — A la solution de l'écluse à deux sas, dont nous venons d'indiquer les inconvénients, il convenait de comparer l'addition d'une seconde écluse destinée au passage des bateaux isolés et pouvant servir de rechange en cas d'avaries à la grande écluse.

Les écluses actuelles rempliraient certainement ce but, quant aux dimensions, si leur tirant d'eau était suffisant; mais presque sur aucun point elles n'assureraient le tirant d'eau de 3m,20, à peine celui de 2m,20. A Denouval, notamment, le busc est à 1m,09 au-dessus du busc des nouvelles écluses de Carrières-sous-Poissy et à 2m,11 seulement en contrebas de la retenue projetée pour le barrage d'aval.

Une seconde écluse accolée était donc nécessaire pour assurer la navigation contre les éventualités des chômages : ses dimensions paraissaient devoir être surtout disposées en vue de la rapide circulation des bateaux-porteurs, tout en permettant l'introduction des plus grands chalands qui existent dans le matériel de la Seine. Leurs dimensions, supérieures à celles des porteurs, n'excèdent pas 8 mètres de largeur sur 45 à 50 mètres de longueur. C'est par là qu'on a été conduit à donner à la petite écluse 8m,20 de largeur sur une longueur de 60 mètres de busc en busc qui correspond à une longueur utile, mesurée entre la corde du mur

de chute et l'origine de l'enclave d'aval, de 54 mètres.

Les écluses construites à Carrières-sous-Poissy constituent donc un système d'écluse double, analogue à celui qui a été signalé par M. l'Inspecteur général Croizette-Desmoyers à Flessingue (*Travaux Publics en Hollande*. Pl. VIII).

MM. Cheysson et Camiéré, dans une mission qu'ils ont faite en 1876 en Belgique et en Hollande, ont rencontré un certain nombre d'exemples de ce système et, de concert avec M. l'Ingénieur en chef de Lagrené, en ont proposé l'adoption pour la reconstruction des écluses de la Basse-Seine; ce type a été approuvé par une décision ministérielle du 5 août 1878.

Tirant d'eau. — Ces écluses sont reconstruites en vue du tirant d'eau de $3^m,20$; le busc d'aval de chaque écluse est établi à $3^m,20$ en contrebas de la retenue d'aval, sans compter sur aucun remou : car l'expérience prouve que sur les rivières à faibles pentes et à retenues élevées, la pente des biefs se réduit en basses eaux à un chiffre négligeable, qui est au plus de l'ordre de grandeur des variations inévitables qui résultent des manœuvres des barrages.

Quand au busc d'amont, il ne suffirait pas qu'il fût placé à $3^m,20$ sous la retenue d'amont, car on admet que lorsque les barrages sont sur le point d'être couchés, le plan d'eau en amont des barrages est abaissé pour profiter du remou qui, pour cet état des eaux, ne diffère pas notablement de la pente naturelle. Cet abaissement est important au moment de l'ouverture pour parer aux accroissements imprévus de la crue; il a également l'avantage de permettre, lors de la décrue, de laisser le barrage couché tant que les eaux n'ont pas baissé notablement au-dessous de la retenue normale.

D'après ces considérations on a sur la Seine projeté les seuils des barrages à 4 mètres en contrebas de la retenue dans les passes navigables, en admettant que les abaissements éventuels de la retenue seraient limités à 1 mètre

et les buscs d'amont des écluses ont été réglés à $4^m,20$ en contrebas de la retenue pour conserver sous les bateaux le jeu prévu au-dessus des buscs.

Il résulte de là que, pour tout état des eaux et en conservant une élasticité suffisante pour les manœuvres des barrages, le passage sera toujours assuré par l'écluse, que les passes soient ou non ouvertes à la navigation.

Appareils de remplissage et de vidange. — L'agrandissement des sas et la rapidité recherchée dans les manœuvres des écluses ont depuis longtemps dirigé les études des Ingénieurs vers les appareils d'alimentation destinés à suppléer à l'insuffisance des dimensions des ventelles des portes.

Ces aqueducs, pratiqués dans les bajoyers, et fréquemment désignés sous le nom de *larrons* ont été appliqués aux écluses de la Haute-Seine et à celles de la Meuse belge; dans ces ouvrages ils contournent simplement les portes et débouchent symétriquement en aval des buscs.

Il serait plus favorable à la rapidité des manœuvres d'avoir un aqueduc longitudinal reliant les deux têtes et communiquant avec le sas sur toute sa longueur par des branchements transversaux; mais ce système qui a été notamment appliqué sur la Waver-River en Angleterre paraît comporter des dispositions accessoires qui seraient onéreuses à réaliser sur des écluses de rivière à grande surface. Car dans ce système : 1° il convient d'augmenter la profondeur des écluses de manière que les orifices d'alimentation soient inférieurs au niveau du fond des bateaux. Or, à moins de circonstances exceptionnelles sur lesquelles on ne peut compter, la dépense des fondations des écluses en rivière augmente très rapidement avec leur profondeur, tandis qu'il n'en est pas de même sur un ca[nal] ou sur une rivière d'un faible tirant d'eau; 2° les sectio[ns] d'écoulement dont il sera parlé ci-après produiraient [un] affaiblissement excessif dans des bajoyers d'une épaisse[ur]

normale; on serait en conséquence conduit à augmenter ces épaisseurs et à élargir d'autant l'assiette générale des fondations. Pour le bajoyer commun aux deux écluses, cet élargissement même ne donnerait que difficilement une sécurité suffisante et on devrait recourir à des revêtements en fonte et par suite à un nouveau supplément de dépenses.

On voit que ces objections ne s'attaquent en aucune façon au système, mais seulement aux dépenses spéciales qui en résulteraient pour les écluses en rivière.

Quant au mode de fermeture des aqueducs, quatre systèmes peuvent être comparés :

Vannes levantes simples ou à jalousies;

Vannes tournantes avec axe vertical;

Vannes tournantes avec axe horizontal;

Tubes équilibrés sur un siège horizontal.

Les vannes levantes ont été d'abord employées pour la fermeture des larrons sur la Haute-Seine et sur la Meuse belge, les orifices avaient alors environ 1 mètre carré, et cependant les manœuvres étaient assez lentes, car la pression de l'eau pour une surface de $1^m,10$ sur $1^m,10$, y compris les recouvrements, et pour une chute de 3 mètres, les orifices étant en contrebas de l'eau d'aval, avait pour valeur :

$$P = 1\,000 \times 1,10 \times 1,10 \times 3,00 = 3\,630^k.$$

Au départ, le frottement dû à la pression statique et les résistances accessoires qui résultent des pressions dynamiques ne peuvent s'évaluer à moins de 0,50 P soit 1 815 kilogrammes.

Sur la Basse-Seine, par des considérations que nous exposerons plus loin, on s'est proposé de donner à ces orifices une section d'environ 3 mètres carrés; avec des vannes levantes et des aqueducs de 1 mètre de largeur sur 3 mètres de hauteur, la pression aurait été de

$$1\,000 \times 3,10 \times 1,10 \times 3,00 = 10\,230^k$$

et la résistance au départ 5 155 kilogrammes avec une course d'environ 3 mètres.

La course pourrait, il est vrai, être diminuée par l'adoption d'un système de jalousies ; mais si on voulait conserver le même débouché il faudrait augmenter démesurément les maçonneries, et il est intéressant de se rendre compte de la relation qui s'établit entre les débouchés et les pressions correspondants à chaque combinaison d'orifices à jalousies lorsque le nombre des orifices augmente, *tandis que la section totale des maçonneries reste constante.*

Si, dans un orifice de hauteur h, on pratique n ouvertures, de hauteur a, et qu'on désigne par α la hauteur du recouvrement de chaque vanne sur les bords de l'orifice, on aura :

$$h = na + (n-1)(a + 2\alpha).$$

Pour $h = 3$ $n' = 2$ $2\alpha = 0,10$ on trouve $a = 0,967$;
Pour $h = 3$ $n'' = 4$ $2\alpha = 0,10$ — $a = 0,385$.

Donc, en supposant que la hauteur de recouvrement α soit de $0^m,05$, suivant que le nombre des orifices sera de 1, 2, 4, il en résultera les données suivantes :

Nombre d'orifices dans lesquels est divisé un aqueduc de hauteur constante h.	$n = 1$	$n = 2$	$n = 4$
Hauteur correspondante de débouché libre.	$h = 3^m,00$	$h' = 1,93$	$h'' = 1,54$
Pressions correspondantes à une chute de 3 mètres, les vannes entièrement noyées..	$P = 10230^k$	$P' = 7041^k$	$P'' = 6402^k$
Effort de manœuvre.. . . .	$F = 5115^k$	$F' = 3521^k$	$F'' = 3201$
Course des vannes.	$C = 3^m,05$	$C' = 1^m,017$	$C'' = 0,435$

Les deux premières dispositions produiraient donc de manœuvres trop lentes autant par le chiffre élevé de l pression que par l'amplitude de la course.

La troisième comporte des efforts moindres, correspon

dant à une traction d'environ 3 200 kilogrammes au départ avec une course de $0^m,435$; mais la section est réduite de moitié environ et la pression des deux cinquièmes seulement.

On peut conclure de là que pour des orifices supérieurs à une section de $1^m,50$ les combinaisons de vannes levantes avec ou sans jalousies exigent des appareils trop puissants et produisent des manœuvres trop lentes pour des écluses de rivière à grande fréquentation.

C'est ainsi qu'on a été conduit à étudier d'autres solutions.

Elles consistent essentiellement à employer des systèmes équilibrés, de manière à n'avoir à vaincre que les résistances passives et celles qui se développent par les pressions dynamiques.

De là deux combinaisons principales, procédant soit de l'équilibre d'une vanne plane, tournant autour d'un axe de symétrie, soit de l'équilibre d'un cylindre se mouvant parallèlement à son axe tout en étant soumis à des pressions différentes au dedans et au dehors.

Les vannes tournantes peuvent être mobiles autour d'un axe vertical ou d'un axe horizontal; on a appliqué des vannes tournantes à axe vertical à la fermeture d'aqueducs à l'écluse du Port-à-l'Anglais (M. Boulé, 1870) et à l'écluse d'Herbières (Belgique) (M. Maus). Dans le premier cas, les dimensions des orifices ne dépassaient pas 1 mètre carré; dans le second la section est beaucoup plus grande, 4 mètres carrés (voir *Cours de navigation* de M. de Lagrené, t. III, p. 125); mais à Herbières on ne manœuvre que sous une chute de $0^m,50$ environ, vers la fin du remplissage effectué au moyen de ventelles des portes.

Les vannes tournantes à axe horizontal, employées sur une grande échelle aux États-Unis, ont été décrites dans le *Rapport de mission* de M. Malézieux (1870); elles ont été appliquées par M. Cuvinot sur le canal de la Haute-Marne.

Les orifices destinés au remplissage des sas étant ordinairement plus hauts que larges les axes dirigés dans le sens de la largeur ont besoin d'une moindre résistance; mais si, pour avoir des vannes plus faciles à construire et à remplacer, on divise la fermeture en plusieurs éléments, il faut, en compensation, un ajustage plus précis et une construction plus soignée, c'est ce système qui a été admis pour les écluses de la Basse-Seine; nous y reviendrons en décrivant les détails des appareils.

Les tubes équilibrés sont des appareils du genre des clapets de fermeture des anciens appareils hydrauliques.

Sur un siège à peu près semblable repose, au lieu d'un clapet, un tube vertical creux dont le niveau supérieur dépasse le bief d'amont. L'eau de ce bief entoure le tube; du siège part un aqueduc en maçonnerie qui conduit les eaux soit dans le sas soit dans le bief d'aval.

Pour mettre en communication les deux biefs, il suffit de soulever le tube équilibré par un contrepoids; comme il n'est pas nécessaire que le débouché cylindrique ainsi produit dépasse la section du siège du tube, la levée nécessaire se trouve assez réduite; si r est le rayon du siège, h la hauteur de levée, son maximum ne doit pas dépasser la valeur de h tirée de l'équation

$$\pi r^2 = 2\pi r h \quad h = \frac{r}{2}.$$

Ce système, projeté par M. Girard, avant 1825, pour le canal de Soissons (dessins relatifs à l'art de l'Ingénieur, 2e collection terminée en 1825, n° 37, bibliothèque de l'école des Ponts et Chaussées), a été appliqué par M. de Caligny dans un autre but à l'écluse de l'Aubois. Mais M. F. Vallès, dans son mémoire sur cet appareil, fait justement remarquer l'intérêt qu'il présente au point de vue du remplissage et de la vidange des sas (*Annales des Ponts et Chaussées*, septembre 1880, p. 192).

Il est appliqué dans ce but exclusif sur les écluses de la Waver-River, en Angleterre. Les dimensions des tubes de l'écluse de l'Aubois sont de 1m,40 de diamètre, soit 1m,54 de section; celles de la Waver de 1m,30, soit 1m,33 de section (*).

Sur la Seine, pour avoir le débouché de 3 mètres carrés, il faudrait un diamètre de 1m,90 à 2 mètres; le puits en maçonnerie dans lequel se meut le tube devrait avoir un diamètre d'environ 2m,80; la hauteur du tube dont le siège doit être constamment noyé par l'eau d'aval ne serait pas inférieure à 4m,50 ou 5 mètres.

On voit donc à quelles dimensions on serait conduit, autant dans les maçonneries des têtes que dans les appareils mobiles; d'autre part, ces appareils destinés à fonctionner avec des chutes et des niveaux variables tant à l'aval qu'à l'amont pourraient être difficiles à équilibrer dans toutes les hypothèses. On aurait donc, dans certains cas, à soulever une fraction du poids des tubes qui viendrait alourdir les manœuvres.

Ces considérations n'ont pas permis de penser que ce système, qui doit être très avantageux dans des écluses de moindres dimensions, à chute constante, pût être utilement appliqué aux écluses de la Seine et on s'est arrêté au système des vannes tournantes conjuguées à axe horizontal.

Dans les aqueducs qui contournent les chardonnets sont scellés des cadres fixes en fonte qui portent des rainures : dans celles-ci s'engagent des cadres mobiles composés d'une charpente en fer à T et de pièces d'assemblage en fonte. C'est sur le cadre mobile que sont montées les vannes tour-

(*) Une application du même système a été faite à titre d'expérience en 1881 et 1882 à deux écluses du canal du Centre portant les nos 17 et 18, versant de l'Océan, communes de Genelard et de Falinges, à proximité du chemin de fer de Moulins à Montchanin (M. Fontaine [Arthur], ingénieur en chef; M. Moraillon, conducteur faisant fonctions d'ingénieur ordinaire). On a proposé de l'étendre aux écluses à allonger sur ce canal, en employant des tubes de 1m,46 fermant des orifices de 1m,40.

nantes qui constituent la partie mobile de la fermeture, de sorte qu'en cas de réparation, indépendamment de toutes les opérations courantes qui se font au scaphandre, l'enlèvement des cadres mobiles permet de relever au jour toutes les parties mécaniques des appareils et d'en assurer l'entretien.

On conçoit même qu'en cas d'avarie grave on puisse enlever entièrement le cadre et le remplacer par un panneau fixe construit soit d'avance soit au moment du besoin pendant la durée d'une grosse réparation. Mais il est préférable, pour la remise en place de l'appareil, que la fermeture de l'orifice soit assurée par des coulisses indépendantes. Cette précaution qui n'a pas été prise pour ceux des orifices dont le débouché ne se trouvait pas en dehors des têtes paraît devoir être généralisée, sauf à modifier un peu l'emplacement des puisards.

Il est d'ailleurs possible, même sans dispositif spécial, de fermer par un panneau en charpente construit à l'avance l'orifice amont de chaque aqueduc; mais il vaudrait mieux avoir, soit en amont de ces têtes soit à l'intérieur des maçonneries, des coulisses à poutrelles pour opérer cette fermeture au moyen d'un matériel plus maniable (*).

Les dessins indiquent pour les orifices d'amont (bajoyer intermédiaire) la disposition des coulisses intérieures; il serait préférable qu'elles fussent plus éloignées du cadre métallique pour permettre à un plongeur de travailler entre le batardeau et le cadre; mais cela aurait l'inconvénient d'augmenter les dimensions des puisards.

On pourrait aussi mettre des coulisses métalliques immédiatement en amont des orifices, dans l'espace disponible de la chambre des portes; c'est cette solution qui nous paraîtrait la meilleure, même si pour éviter toute saillie on prenait le parti de placer la tête de l'aqueduc de 0,12

(*) Cette disposition de coulisses est réalisée à l'écluse de Saint-Aubin.

à 0,15 en retraite sur le fond des chambres des portes.

Nous avons dit que, pour la section des orifices de remplissage des écluses de la Basse-Seine, les combinaisons de vannes levantes donnaient lieu à des manœuvres très lentes à cause de la grandeur de la course et de la puissance nécessaire pour les appareils; il convient d'indiquer pour la chute de 3 mètres quels seraient les efforts à vaincre pour la manœuvre des vannes tournantes.

Ces vannes étant au dessous du niveau d'aval et à ailes égales sont absolument équilibrées au départ, et les résistances à vaincre proviennent exclusivement des frottements.

Lorsque les vannes sont partiellement ouvertes, les pressions dynamiques se répartissent d'une manière très inégale de part et d'autre de l'axe.

Dans le mémoire sur le projet de la dérivation de Poissy, M. Cheysson, a, d'après M. Cuvinot, donné une évaluation des efforts dus aux pressions dynamiques (voir note A, p. 306).

Les crics ont été construits pour produire une traction de 2 000 kilogrammes sur la crémaillère pour un effort de 6 kilogrammes seulement sur la manivelle, et cependant, au bout d'un certain nombre de tours de manivelle, ils deviennent durs, et l'éclusier doit attendre que la chute ait un peu diminué.

Bien qu'il résulte de ce fait une durée un peu plus longue dans les manœuvres de remplissage et de vidange, nous ne croyons pas qu'il convienne d'augmenter la puissance de ces appareils de manœuvre.

La pratique a en effet conduit les éclusiers à manœuvrer d'abord deux et même quatre ventelles avant de se servir des vannes d'aqueducs, pour éviter de soumettre les bateaux et leurs amarres à des efforts dangereux.

On dit, il est vrai, qu'à cause de leur position symétrique les courants produits par les aqueducs se neutralisent; mais, dans le cas du remplissage, par exemple, il ne faut pas

moins que le volume d'eau qu'ils débitent passe dans le sas de l'amont à l'aval des bateaux qui y sont renfermés.

Supposons les eaux à la retenue normale, soit à $3^m,20$ au-dessus du busc aval, si on a deux chalands en tête d'une éclusée, la section mouillée au moment du remplissage sera de :

	m. c.
Rectangle $17,00 \times 3,20$.	55,04
Segment calculé.	5,03
Section mouillée.	60, 7

Avec le tirant d'eau de 3 mètres, la section immergée des deux chalands sera

a) $2 \times 0,90 \times$ (*) $3,00 \times 8,00 =$	44,00
Différence.	16,07

Avec le tirant d'eau de $2^m,20$ et la même section mouillée de. 60,07

la section immergée des deux chalands sera

b) $2 \times 0,90 \times 2,20 \times 8,00 =$	28.80
Différence.	31,27

Si les vannes d'aqueducs étaient ouvertes très rapidement sous la chute de 3 mètres, leur débit total atteindrait la valeur de $Q = 2 \times 0,85 \times 3,00 \sqrt{2g \times 3,00} = 39^m,10.$

Ce volume doit se débiter par une section de

	a) $16^m,07$ avec des vitesses	*a*)	$2^m,44$
	b) $31^m,27$ —	*b*)	$1^m,24$
correspondantes à des hauteurs de chute		*a*)	$0^m,303$
—	—	*b*)	$0^m,08$

Sans faire intervenir les pressions dynamiques, si on considère seulement les pressions statiques, correspondantes à ces hauteurs de chute, qui s'exercent sur la section immergée des deux chalands, on trouve des valeurs de :

(*) Coefficient de réduction représentant le rapport entre la section du maître-bau et le rectangle circonscrit, pour les bateaux de rivière servant aux transports.

a) $44{,}00 \times 1\,000 \times 0{,}303 = 1333^k$
b) $28{,}80 \times 1\,000 \times 0{,}08 = 230^k{,}4$.

Ces chiffres, qui doivent être notablement augmentés pour tenir compte des pressions dynamiques, contractions et frottements, prouvent qu'au début des manœuvres il y a des précautions à prendre pour éviter, en cas d'une alimentation brusque, les chocs de bateaux et les ruptures d'amarres.

La durée théorique de remplissage de l'écluse de Carrières-sous-Poissy avec 3 mètres de chute est de 6′42″.

Il faut en tous cas compter en outre une partie du temps employé à l'ouverture des vannes, environ quarante tours de manivelle ou deux minutes, et si on fait un calcul approximatif en supposant que la moitié des orifices fonctionne pendant ces deux minutes, on trouve que le remplissage devrait se faire en huit minutes.

Généralement on ouvre d'abord quatre ventelles, qui avec l'emploi de deux hommes exigent ensemble quatre minutes; ces calculs donneraient au total douze minutes, et les relevés faits sur place établissent que cette opération emploie de douze à quatorze minutes (voir note B, p. 308).

Un tableau donné par M. Cheysson dans le Mémoire sur la dérivation de Poissy indique que le temps employé au même objet à l'écluse de Bougival est de dix à douze minutes : ainsi la surface du sas a été augmentée dans la proportion de 1 à 1,80 et la durée du remplissage n'a été augmentée que dans la proportion de 1 à 1,20.

Les résultats que nous avons rapportés pour la manœuvre des vannes semblent indiquer que le coefficient *m* qui figure dans les calculs a été pris avec une valeur un peu faible(*); si on suppose, ce qui nous paraît probable, que l'effort dû à la pression dynamique, atteigne 1 500 kilogrammes, le coefficient devrait avoir une valeur

(*) Voir note A, p. 306.

de 1,85 au lieu de 1,30. M. de Lagrené, dans son *Cours de navigation*, donne page 382 (en tenant compte d'un facteur qui double le coefficient qu'il indique) la valeur 1,50; nous croyons qu'il est prudent pour des calculs analogues à ceux qui précèdent d'adopter au moins 1,75, pour compenser l'erreur qu'on commet en admettant que la vitesse du courant qui produit la pression dynamique est égale à la vitesse qui se produit dans l'aqueduc qui suit les vannes.

Emplacements des nouvelles écluses. — Les formes et dispositions générales des écluses à construire pour remplacer celle de Denouval étant ainsi déterminées, deux études ont été successivement faites pour leur emplacement : dans la première, à peu près conforme au tracé de l'avant-projet approuvé par décision ministérielle du 9 février 1876, une dérivation se détachait de la Seine en amont de l'écluse de Denouval et suivait le pied du coteau de Carrières-sous-Poissy, sur une longueur de $3^{k},500$ jusqu'au pont de la route nationale n° 13, à Poissy, en aval duquel les écluses de rentrée en rivière devaient être construites.

Ce projet comportait, indépendamment des écluses, trois ouvrages d'art importants : une écluse de garde, un pont pour l'accès du village de Carrières-sous-Poissy vers la Seine, un pont pour la route nationale n° 13.

De cette multiplicité d'ouvrages devait résulter pour la navigation par convois certaines difficultés, malgré la précaution prise de réduire le moins possible la section mouillée sous les ponts; le passage d'un pont-route sur la tête amont d'une écluse soulevait également des objections: avec de grandes écluses, la préparation du sas, lorsqu'un convoi se présente dans le sens opposé à celui pour lequel l'écluse était prête, est une cause de perte de temps; il y a donc intérêt à ce qu'elle commence dès que le convoi est en vue, et pour cela il importe que l'écluse soit placée, *autant que possible*, en terrain découvert.

Une autre considération devait également conduire à examiner si la traversée du pont de Poissy ne pouvait être évitée : la longueur de la dérivation projetée dépassait 3800 mètres ; cette longueur toute exceptionnelle sur la Seine, où les barrages sont jusqu'ici accolés aux écluses et où les dérivations n'ont été prévues dans les autres projets que pour faciliter la construction et les accès des ouvrages, exposait ce *canal* à des chômages spéciaux survenant à des époques où, les barrages étant debout, la gelée ne serait pas assez forte pour arrêter la navigation en rivière.

Autant la construction de courtes dérivations nous paraît justifiée pour supprimer les graves inconvénients des barrages accolés au point de vue de l'entrée et de la sortie des bateaux, autant nous croyons qu'une voie navigable doit présenter le plus d'homogénéité possible ; si les parties en rivière dominent, il faut que les dérivations soient courtes ; si au contraire on adopte de longues dérivations, on doit éviter, autant que possible, de multiplier les biefs ou les traversées de rivière.

Pour répondre à ces objections, il eût fallu établir que les dragages à exécuter aux abords du pont de Poissy étaient trop importants pour que l'amélioration du chenal fût assurée si la rentrée en rivière était fixée entre Denouval et Poissy.

Une commission du Conseil des Ponts et Chaussées, à laquelle le projet primitif avait été soumis, ayant posé cette question, nous avons préparé, pour y répondre, un nouveau projet, sur les bases suivantes qui nous avaient été indiquées :

Réduire la dérivation projetée à la longueur nécessaire pour avoir une bonne rentrée en rivière ; améliorer la traversée et les abords du pont de Poissy.

Examiner si la dérivation ne pouvait être construite sans levées insubmersibles et sans écluse de garde.

Nous avions également à satisfaire à d'autres conditions relatives au système de fondations, nous en donnerons ultérieurement le détail.

Le projet présenté ayant paru satisfaire aux conditions posées, tout en réalisant une notable économie, l'Administration en a approuvé l'exécution par une décision du 9 novembre 1878.

La longueur de la dérivation projetée était réduite à 1373m,70; son origine restait placée entre le coteau et l'écluse de Denouval, la rentrée en rivière s'effectuait au droit des îles de Carrières; l'amélioration du chenal en aval du pont de Poissy et aux abords était obtenue par des dragages (Pl. XXIII *fig.* 1).

Fondations. — Le projet approuvé ne comprenait donc d'autre ouvrage d'art que les écluses, mais le mode de fondation de ces ouvrages devait notablement différer du système primitivement projeté : dans ce système (*) les écluses devaient être fondées sur un radier général en béton, exécuté après le dragage des fouilles; on devait ensuite épuiser à l'abri de batardeaux en béton construits à l'emplacement du parement postérieur des bajoyers de terre et de batardeaux en glaise construits sur un élargissement du radier et le long du bajoyer intermédiaire.

Dans le système admis par l'Administration, on devait creuser les fouilles par épuisements à l'abri des batardeaux naturels formés par les berges en aval de la dérivation, et chercher à construire toutes les fondations en maçonnerie *à sec;* mais au lieu d'un radier général, on projetait seulement, excepté sous les buscs, des revêtements maçonnés, ayant pour objet non de résister aux sous-pressions, mais d'empêcher les affouillements.

Ce système a eu, à Carrières-sous-Poissy, un succès complet, et l'expérience des nombreuses fondations

(*) *Mémoire à l'appui du projet de la dérivation de Poissy* (M. Cheysson), p. 48 et suiv.

exécutées à sec par épuisements au canal de l'Est engage, lorsqu'on ne descend pas à plus de 4 à 5 mètres sous le niveau des eaux, a en faire une application étendue.

Sur la Seine, au contraire, à cause de la grande profondeur des ouvrages, le système des fondations par épuisements n'a pas généralement pu être appliqué ; il y a donc un grand intérêt à analyser les circonstances favorables qui se sont rencontrées à Carrières.

La suppression du radier général est une question corrélative du mode de fondations et doit être discutée en même temps. Le diagramme de la planche XXIV, figure 9, donne le profil en travers moyen des sondages à l'emplacement des écluses de Carrières et des coupes du terrain relevées pendant l'exécution.

Il en résulte que toutes les couches traversées presque jusqu'au niveau des fondations des bajoyers étaient argileuses ou argilo-sableuses et par suite d'une perméabilité moyenne ; d'autre part l'orientation de la couche des argiles grises et noires très compactes qui se relevaient du côté de la Seine paraissait annoncer que le lit du fleuve devait être très peu perméable, et en fait, même après le percement de la couche des argiles noires, les eaux ont toujours été plus abondantes du côté du coteau que du côté de la rivière, et la couche de sable et gros graviers, *comprise entre deux couches argileuses*, n'a pas été très fortement alimentée, comme on le verra plus loin, page 285.

On remarquera que, dans cette région, et il en est de même jusqu'à Poissy, nos sondages, poursuivis jusqu'au-dessous du niveau moyen de la mer, n'ont pas rencontré la craie, mais seulement les argiles plastiques à l'attitude — 0,44, ce qui excluait la possibilité de faire dans cette partie de la vallée des fondations descendues jusqu'au solide.

Il y avait lieu dès lors d'examiner les conséquences qu'entraînerait la suppression du radier général destiné à résister aux sous-pressions, ainsi qu'elle résultait de la

décision ministérielle du 9 novembre 1878, qui le remplaçait par un simple revêtement, de nature à empêcher les affouillements dans l'intérieur des sas, traversé par des évents pour le passage des sources. A ce point de vue le système des deux écluses accolées modifie les conditions sous lesquelles se présente d'ordinaire la question des radiers des sas. Pour une écluse unique *en dérivation* on peut admettre que les têtes seules forment retenue d'eau; les parois du sas, qu'elles soient inclinées ou verticales, se relient par des remblais au terrain naturel et les infiltrations qui peuvent s'y produire pendant les sassements ne sont ni continues, ni dangereuses, pourvu qu'elles soient arrêtées au droit de chaque tête.

Au contraire deux écluses accolées sont réunies par un bajoyer commun qui forme retenue toutes les fois que l'un des sas est plein; l'action des eaux doit donc être envisagée à un double point de vue sur un semblable bajoyer : 1° si le terrain au droit du sas est très perméable, le débit des sources poura être tel que l'écluse ait de la peine à se vider complètement, il faudra soit augmenter les orifices de vidange, soit renforcer les appareils de manœuvre des portes pour fonctionner avec une certaine chute;

2° Si la perméabilité du terrain est telle qu'il puisse se déterminer à chaque sassement un mouvement d'eau sous ce bajoyer, tout à fait comparable à ce point de vue à une digue de barrage, et si en même temps le sol de fondation est très affouillable, les passages d'eau pourront déterminer des affaissements dans le sous-sol et compromettre la solidité de l'ouvrage.

Deux moyens s'emploient en pareil cas contre les filtrations que les sassements tendent à produire de l'amont à l'aval à travers le sous-sol, soit un élargissement de la base des fondations qui a l'avantage de diminuer la charge que supporte le terrain, soit l'établissement d'une ligne continue de pieux et de palplanches. Le premier système a été admis

dans le projet de la dérivation de Carrières, et il n'a pas paru en exécution qu'il y eût à changer ces dispositions : la perméabilité du sol n'était pas excessive et le mélange de sable et de gros graviers dont il se composait était tel que les pieux et surtout les palplanches s'y battaient fort mal ; on n'aurait donc pu obtenir une ligne réellement jointive, et le supplément de sécurité qu'on aurait pu espérer d'une enceinte continue n'aurait pas compensé les retards et les dépenses qu'elle aurait entraînés.

La coupe du terrain montre d'ailleurs que sous la maçonnerie de revêtement du sas se trouve une couche argileuse peu favorable aux filtrations dont le passage se trouve dès lors limité presque exclusivement aux évents qu'il a été nécessaire de ménager pour empêcher les sources de fond de soulever le radier.

Le croquis montre la coupe moyenne du bajoyer commun et de ses fondations (Pl. XXV, *fig.* 13).

Il ne doit pas être considéré comme un type en ce qui concerne l'empatement du côté du sas qui a été augmenté par suite de circonstances locales résultant du passage d'une rigole d'écoulement des eaux d'épuisements ; il aurait mieux valu que ce supplément de largeur fût reporté vers le dehors, où le profil normal se trouve d'ailleurs élargi sur plusieurs points, en aval de la petite écluse jusqu'à la limite de l'arrière-radier, et auprès de la tête aval, au droit du parafouille.

Quant à la coupe du bajoyer de terre, elle a été la suivante (Pl. XXV, *fig.* 14) ; l'empatement qu'il présente est mieux justifié, puisque pour ce bajoyer, les pressions agissent vers l'intérieur du sas.

Les épaisseurs moyennes de bajoyers qui résultent de ces profils sont : pour le bajoyer central 3^{m},50 soit 43,6 p. 100 de la hauteur, et pour le bajoyer de rive 2^{m},85 soit 39,8 p. 100 de la hauteur.

Ces proportions sont certainement larges au point de vue

des bajoyers eux-mêmes; elles ont surtout pour objet de ne pas trop charger le sol de fondation en élargissant la base des murs (*); c'est cette condition beaucoup plus que la pression sur les maçonneries elles-mêmes qui doit en pareil cas indiquer le meilleur profil à adopter; le fruit doit être d'autant plus grand que la résistance du sous-sol est moins élevée, et lorsque celle-ci est médiocre un profil courbe serait nécessaire pour que la résultante des pressions ne s'écartât pas notablement du centre de la base d'appui.

Les calculs de résistance ont été faits en suivant à peu près la méthode indiquée par M. l'Ingénieur en chef de Lagrené dans sa *Note sur la poussée des terres* (*Annales* 1881, 2e sem., p. 441); nous les présentons sous la forme adoptée dans cette Note; seulement, pour simplifier les calculs, et en l'absence de toute donnée précise sur la nature des terres qui pourraient être employées en remblais, nous avons admis que le bajoyer de terre serait calculé comme un mur supportant une charge d'eau, mais en supposant :

1° Que la poussée des terres sur un plan vertical parallèle à la direction du mur serait seulement égale à 85 p. 100 de la charge d'eau de même hauteur;

2° Que la composante verticale de la poussée sur la paroi inclinée du mur aurait pour valeur le poids d'un égal volume d'eau multiplié par 1,75, valeur moyenne du rapport des densités du remblai et de l'eau;

3° Enfin que, pour tenir compte des liaisons entre le radier et les bajoyers, les pressions ou poussées seraient considérées seulement au-dessus du niveau du radier (**).

(*) Le projet de la dérivation de Poissy avait été présenté avec des fruits de $0^m,25$ pour le bajoyer central et une largeur à la base de $5^m,50$; c'est pendant l'exécution qu'il a été décidé que les fruits seraient portés à $0^m,50$ et la largeur à la base à 4 mètres.

(**) En cas de décollement entre les deux massifs, cette hypothèse pourrait ne pas se réaliser; il vaudrait donc mieux calculer le bajoyer comme absolument indépendant, sauf à lui donner cependant avec le radier et avec le terrain toutes les liaisons nécessaires.

Cela posé, en appelant :

$P_{(h)}$ et $P_{(v)}$ les composantes horizontale et verticale de la poussée des terres ;

$P'_{(h)}$ et $P'_{(v)}$ les composantes de la contrepression, en supposant une certaine hauteur d'eau dans le sas ;

π et π' les poids des maçonneries au-dessus et au-dessous des fondations, leur poids par mètre cube étant π_1 ;

h et h' les hauteurs respectives du mur et de l'eau d'aval au-dessus des fondations ;

δ le rapport entre les densités des remblais et de l'eau ;

μ le rapport entre la poussée d'un remblai d'une hauteur déterminée et la pression d'une égale hauteur d'eau ; et en donnant aux dimensions du mur les désignations indiquées sur la figure 15, planche XXV ;

Les formules générales pour le calcul de la pression sur le sol de fondation prennent la forme suivante.

Les composantes des poussées ont pour valeurs :

$$P_{(h)} = \mu \frac{h^2}{2},$$

$$P_{(v)} = \delta \frac{hx}{2},$$

$$P_{(h)} = \frac{h'^2}{2},$$

$$P'_{(v)} = \frac{h'y}{2},$$

et on a $y' = y \frac{h'}{h}$.

On a d'ailleurs :

$$\pi = \pi_1 \left(\frac{2a + x + y}{2}\right) h.$$

$$\pi' = \pi_1 kl.$$

Les moments par rapport au point B, en donnant le signe — au moment de la poussée $P_{(h)}$, seront égaux à :

$$- m^t P_{(h)} = -\mu \frac{h^2}{2}\left(\frac{h}{3}+k\right)$$

$$m^t P_{(v)} = \delta \frac{hx}{2}\left(a+y+\frac{2}{3}x+b\right)$$

$$m^t \pi = \pi_1 \begin{cases} \frac{hy}{2}\left(\frac{2}{3}y+b\right) \\ +ah\left(y+\frac{a}{2}+b\right) \\ +\frac{hx}{2}\left(y+a+\frac{x}{3}+b\right) \end{cases}$$

$$m^t \pi' = \pi_1 k L \times \frac{L}{2}$$

$$m^t P'_{(v)} = \frac{h'y'}{2}\left(\frac{y'}{3}+b\right)$$

$$m^t P'_{(h)} = \frac{h'^2}{2}\left(\frac{h'}{3}+k\right).$$

Si on désigne par R la résultante des forces qui agissent sur le système et par d la distance de cette résultante au point B, on aura :

$$Rd = m^t P_{(v)} + m^t \pi + m^t \pi' + m^t P'_{(v)} + m^t P'_{(h)} - m^t P_{(h)}.$$

La pression dans les environs du point B sera égale à

$$\frac{2}{3}\frac{(\pi + \pi' + P_{(v)} + P'_{(v)})^2}{Rd}.$$

Si on a pris pour unité de poids la tonne, cette pression sera exprimée en tonnes par mètre carré.

Il est facile de passer de cette formule générale à celles qui ont été employées dans les différents cas, et qu'il est sans intérêt de transcrire.

Pour le calcul des bajoyers de terre, on a fait $\mu = 0,85$, maximum calculé par M. de Lagrené (*Annales* 1881, 2e sem., p. 455).

$\delta = 1,75$, poids moyen des terres végétales.

Pour calculer la pression à la base du mur, on ava
$K = 0, \quad b = 0, \quad \pi' = 0.$

Pour le calcul du bajoyer intermédiaire, on a $\mu = 1,00$, le mur ne supportant qu'une charge d'eau; $\delta = 1$ et à cause de la symétrie du bajoyer, $x = y$.

Le poids des maçonneries par mètre cube est $\pi = 2^{T}$.

Les pressions à la base du mur et sur le sol de fondation ont été calculées dans deux hypothèses : on a supposé d'abord le mur chargé sur toute sa hauteur, avec une contrepression égale à la moitié de cette hauteur; on a ensuite supposé la contrepression nulle. Examinons ces deux hypothèses au point de vue de la pratique : pour le bajoyer intermédiaire, on ne peut évidemment supposer que pratiquement on ait à supporter une charge sensiblement supérieure à la chute maxima des biefs d'amont et d'aval; or cette chute, qui doit ultérieurement être réduite à $2^{m},84$ par l'exhaussement de la retenue de Meulan, peut actuellement atteindre $3^{m},84$; cette chute n'existe, il est vrai, qu'en étiage, mais on peut admettre le cas où le sas serait épuisé pendant une crue qui, sans atteindre le couronnement, dépasserait sensiblement l'étiage d'aval. Donc, pour le bajoyer intermédiaire, les calculs faits avec la contrepression de 4 mètres correspondent à une limite qui ne sera pas pratiquement dépassée.

Pour les bajoyers de terre, au contraire, on peut admettre que, le mur supportant sa charge complète de remblais, le sas soit épuisé, et par conséquent, il est prudent de ne pas compter entièrement sur la contrepression, bien que les dispositions adoptées pour les têtes permettent de les épuiser isolément.

Les résultats des calculs sont les suivants :

Pressions *maxima* en kilogrammes par centimètre carré :

		BAJOYER intermédiaire (pression d'eau)	BAJOYER de terre (poussée des terres)
		k.	k.
1re hypothèse $h = 8^m,00$	Pression sur le socle du mur.	5 00	4 31
(avec contrepression) $h' = 4^m,00$	Pression sur le sol de fondation à $3^m,50$ en contrebas du socle.	5 40	4 50
2e hypothèse $h = 8^m,00$	Pression sur le socle du mur.	6 60	5 54
(sans contrepression) $h' = 0$	Pression sur le sol de fondation.	8 10	6 62

Il est certain qu'en service courant la pression sur le sol de fondation n'atteindra jamais $5^k,40$ par centimètre carré; les liaisons avec les sections renforcées des têtes doivent, en effet, diminuer notablement la valeur réelle de la pression maxima au-dessous de la valeur calculée.

Un point sur lequel il est intéressant d'appeler l'attention à l'occasion de ces calculs est l'importance du fruit, même faible, donné aux profils des murs.

En prenant pour le bajoyer intermédiaire un profil d'égale section à parements verticaux, on aurait pour valeur des pressions maxima par centimètre carré :

Sur le socle du mur. $8^k,9$ au lieu de 5 kilogrammes;
— sol de fondation. $7^k,6$ — $5^k,40$.

Les maçonneries des têtes n'ont donné lieu à aucun calcul spécial de résistance, car il a été facile de reconnaître que les dimensions adoptées pour loger les aqueducs de remplissage et de vidange étaient largement suffisantes pour la résistance.

Abords des écluses. — En dehors des écluses, les dispositions du projet approuvé n'ont pas différé des propositions faites dans le projet de la dérivation de Poissy.

La largeur au plafond a été fixée à 25 mètres, fort utile

pour faciliter le croisement des convois aux abords des écluses.

La profondeur de $4^{m},20$ sous la retenue d'amont a pour but de permettre de coucher les barrages dès que la pente superficielle est suffisante pour donner sans retenue $3^{m},20$ de profondeur au-dessus des hauts fonds du bief d'amont, et pour tenir compte, en outre, des chances d'envasement après les crues.

L'inclinaison des talus a été fixée à deux de base pour un de hauteur; la nature argilo-sableuse des alluvions rencontrées, dans lesquelles des veines de sable offrent de distance en distance des chances plus ou moins sérieuses d'éboulement, et la hauteur totale des berges qui, entre le plafond et le chemin de halage, mesure plus de 6 mètres, justifie pleinement cette proportion. On a discuté (*), à la fois au point de vue du prix et des améliorations d'avenir, l'adoption d'un profil à 45 degrés entièrement perreyé; à ces deux points de vue, le système adopté a paru préférable; nous croyons que l'expérience ratifie absolument cette opinion.

La décision ministérielle du 9 novembre 1878 avait réservé la question de défense des talus, en considérant qu'elle serait mieux traitée pendant l'exécution d'après la nature des terrains rencontrés.

Le terrain étant généralement sableux au niveau de la flottaison, nous avons repris en cours d'exécution la proposition faite par notre prédécesseur (*) et consistant à construire un perré à pierres sèches de $0^{m},30$ d'épaisseur sur 1 mètre en contrebas et $0^{m},60$ en contrehaut de la retenue avec banquette de $0^{m},50$ au niveau normal (Pl. XXIV, *fig.* 7).

Ce perré est appuyé sur une risberme composée de

(*) *Mémoire à l'appui du projet de la dérivation de Poissy*, p. 7 (M. Cheysson).

piquets en chêne soutenant une longrine, qui a pour objet de limiter les mouvements qui pourraient se produire dans le perré par suite de la corrosion du pied; la partie inférieure du perré a été construite avec un talus plus raide, de manière que la risberme en charpente fût protégée par une petite banquette en terre.

Depuis l'exécution, ce système a donné de bons résultats; si le terrain inférieur avait été aussi sableux que les couches supérieures, il aurait fallu augmenter notablement les dimensions des bois et probablement se résoudre à maçonner à mortier les premières assises.

Les profils-types de la dérivation ont été remplacés par des profils spéciaux en trois points :

En amont, il fallait permettre aux bateaux, pour ne pas être entraînés par le courant lorsque le barrage de Denouval est ouvert, de venir s'appuyer à la rive droite, sans y être gêné par des enrochements; c'est ce qui a déterminé à fonder les perrés sur une ligne de pieux et de palplanches battue au niveau de la retenue (Pl. XXIV, *fig.* 8).

En amont et en aval des écluses, pour résister aux courants produits par les manœuvres de remplissage et de vidange et pour raccorder le talus normal avec les escaliers établis à 45° le long des murs en retour, on a établi sur 100 mètres de longueur des perrés d'épaisseur croissante à mesure que leur inclinaison augmente, maçonnés jusqu'à 40 mètres des têtes et s'appuyant, sur une partie de cette longueur, sur des avant et arrière-radiers également maçonnés.

A l'aval, les dimensions adoptées doivent être considérées comme des minima; des affouillements se sont produits en aval de l'arrière-radier maçonné et ont dû être comblés par des enrochements.

EXÉCUTION DES TRAVAUX.

Les travaux de la dérivation de Carrières-sous-Poissy ont été adjugés le 7 janvier 1879; les terrains ayant été livrés à l'entrepreneur peu de temps après, les terrassements ont commencé au printemps.

On se proposait d'exécuter dans la première campagne les fondations des écluses, pour les terminer dans la campagne suivante et de creuser en même temps la dérivation, de manière à n'avoir plus dans la troisième campagne que des travaux d'enlèvement de batardeau et de parachèvement à exécuter pour livrer les ouvrages à la navigation.

Ce programme a pu être rempli grâce à l'activité déployée dans l'organisation des chantiers de l'entreprise, malgré des circonstances peu favorables, car on a traversé l'hiver rigoureux de 1879-1880 suivi de la débacle du mois de janvier 1880, et les crues nombreuses de l'hiver 1880-1881; pendant ces périodes les travaux ont dû être suspendus à plusieurs reprises, et cependant les écluses ont pu être livrées à la circulation en juillet 1881.

§ 1. *Terrassements.*—Le cube de terrassements à effectuer pour les fondations des écluses, y compris les rampes d'accès pour les transports de déblais et le service des matériaux atteignait 100 000 mètres cubes; les déblais de la dérivation comportaient en outre un cube de 295 000 mètres.

Les fouilles des écluses étaient à une distance suffisante des berges de la Seine pour pouvoir être creusées sans batardeaux en conservant simplement l'ancienne berge comme digue de défense à l'emplacement du chenal de rentrée en rivière. Aussi ont-elles pu être entreprises dès que les eaux ont commencé à se mettre en baisse, à la fin de mars 1879, bien qu'elles fussent encore à 3 mètres au-dessus de l'étiage.

Les fouilles ont duré six mois et demi, jusqu'au milieu d'octobre 1879, mais les maçonneries ont pu commencer dès le mois d'août.

La production mensuelle des terrassements des fouilles a atteint en juillet son maximum de 27 000 mètres cubes.

Les moyens employés ont consisté :

1° A décaper la surface supérieure des terrassements, rendue très irrégulière par la présence d'une noue, au moyen de wagons, sur une hauteur de 2 mètres environ;

2° A enlever à l'excavateur la couche suivante de $4^m,50$ à 5 mètres d'épaisseur;

3° A terminer l'approfondissement sur 4 mètres en moyenne d'épaisseur, au moyen de deux installations spéciales de grue et de monte-charge, auxquelles on a ajouté, pour gagner du temps, un service de wagons descendant dans les fouilles au moyen de plusieurs rebroussements avec rampes de $0^m,025$ par mètre.

L'importance relative de ces divers chantiers au point de vue du résultat à obtenir résulte des chiffres suivants :

En six mois, d'avril à septembre inclus, les cubes de terrassements produits ont été de :

Wagons au-dessus de la plate-forme de l'excavateur.	21 000
Excavateur.	42 500
Grue.	15 500
Monte-charge.	7 700
Wagons dans les fouilles.	10 800
	97 500

Quant à leur production journalière, ces divers modes d'exécution des terrassements doivent se classer dans l'ordre suivant :

1° *Excavateur.*—L'excavateur employé était du type Couvreux de 40 tonnes, porté sur trois rails; l'élinde permettait d'exploiter une hauteur d'attaque de $4^m,50$ à 5 mètres;

il était desservi par deux trains de 14 wagons d'une capacité de 3 mètres cubes, traînés chacun par une locomotive de 15 tonnes; chaque locomotive restait constamment attelée à son train et servait pendant le chargement à diriger successivement chaque wagon sous le couloir de l'excavateur.

Cet engin a servi d'abord au creusement d'une partie des fouilles de l'écluse, ensuite à l'exécution de la dérivation.

Par heure de travail effectif, dans les fouilles de l'écluse, le rendement moyen a été de 66 mètres cubes, le rendement maximum de 89 mètres cubes.

Dans la dérivation le rendement moyen a atteint de 75 à 80 mètres cubes; le maximum 100 mètres cubes (*).

Les circonstances qui ont de l'influence sur la production d'un chantier à l'excavateur, organisé comme nous l'avons indiqué, c'est-à-dire desservi par des machines, sont :

La nature du terrain au point de vue soit du déblai, soit du remblai;

La longueur et le cube de la fouille.

Les excavateurs, d'après les premières applications qui en ont été faites, sont spécialement destinés à l'extraction des sables et graviers; leur emploi se généralise pour l'exploitation des ballastières, et y produit le maximum de leur rendement, même lorsque l'extraction a lieu en partie sous l'eau.

Dans les alluvions plus ou moins argileuses de la vallée de la Seine, l'excavateur sous l'eau ne produirait pas de bons résultats, les parties de sables fins ou d'argiles molles seraient délayées et s'échapperaient des godets; la décharge

(*) Ces chiffres tiennent compte des temps perdus pour installations, ripages, accidents, etc.; ce sont des chiffres au moyen desquels on peut pratiquement calculer le rendement par mois pour des travaux analogues.

deviendrait difficile et le rendement s'abaisserait à un chiffre trop faible.

Si cette nature de terrains se rencontrait avec une grande homogénéité, les difficultés relatives à la décharge pourraient disparaître, moyennant une installation spéciale ayant pour objet de rendre les déblais fluents, et peut-être pourrait-on, en mettant des portes aux godets, faire monter même les vases délayées du fond.

Les conditions dans lesquelles nous nous sommes trouvés n'ont pas permis de chercher une solution dans ce sens; car à côté de sables plus ou moins argileux et d'argiles molles, se trouvaient des argiles compactes, collantes et peu susceptibles d'être délayées.

Pour satisfaire à ces conditions complexes, il a été reconnu nécessaire :

1° D'opérer absolument à sec, en creusant au moyen des wagons ou de la grue avant la mise en œuvre de l'excavateur une rigole à un niveau inférieur de $0^m,50$ à celui de sa passe;

2° De ralentir la marche de la machine, toute les fois que par le fait de sources retenues à un niveau élevé par des veines argileuses les terres se maintenaient humides et tendaient à se délayer.

Ce dernier fait, ainsi que l'insuffisance de la longueur des passes, a surtout contribué à diminuer la production dans la fouille des écluses. En terrain humide, plus les passes sont longues et moins souvent on déblaie à la même place, ce qui donne aux terres délayées le temps de s'assécher.

Dans la dérivation, surtout lorsque le temps était humide, une autre difficulté se présentait surtout dans les veines argileuses; des terres assez compactes pour se charger facilement conservaient assez d'humidité au remblai pour rendre les ripages de voies fort difficiles, et produire des glissements par masses; à ce point de vue,

l'étendue du dépôt des remblais a une importance capitale pour permettre de ne pas décharger trop souvent à la même place.

Les conclusions à tirer de ces remarques sont que les excavateurs, pour bien fonctionner dans des terres argilo-sableuses doivent être complètement hors d'eau, travailler par passes de 2 à 300 mètres de long et disposer d'une décharge étendue relevée de 4 à 5 mètres au-dessus du sol au moyen de terres sèches.

Il est en outre fort utile qu'en vue des terres argileuses collantes, l'arbre de l'excavateur soit muni d'une pelle à curer les godets que M. Louis Vasset a décrite dans les *Annales des Travaux Publics,* n° 7, page 128, et qu'il a adaptée à l'excavateur de Carrières-sous-Poissy, pour en faciliter le déchargement.

Dans ces conditions, on fera avec deux locomotives 25 à 30 000 mètres cubes de terrassements par mois, pourvu que les distances réelles de transport du déblai au dépôt ne dépassent pas 1 500 mètres en moyenne avec rampes de $0^m,01$ au maximum ; ces chiffres, avec le même engin, pourraient être augmentés de moitié si on disposait d'une troisième locomotive et d'une installation de voie qui permît d'aborder l'excavateur par les deux extrémités de la passe et qui réduisît les temps perdus pour manœuvres de wagons.

Mais on ne pourrait faire utilement cette dépense supplémentaire d'installation que si on avait au moins 200 000 mètres cubes de terrassements à enlever à l'excavateur en une campagne.

2° *Wagons.* — Les chantiers aux wagons employaient des trains de 12 à 14 wagons, cubant de $2^m,50$ à 3 mètres, avec la voie de $1^m,10$; la production moyenne de ces chantiers a varié de 30 à 35 mètres cubes par heure.

3° *Grue.* — La grue employée pour les terrassements du fond des fouilles pesait environ 20 tonnes; elle avait une

volée de $11^m,50$ et une puissance de 2 500 à 3 000 kilogrammes. Elle enlevait des bennes à clapet d'un mètre cube, chargées sur des trucs; la grue versait le produit des bennes soit dans des wagons, soit directement au remblai.

Les circonstances locales n'ont pas permis de relier les voies du fond par des aiguilles aboutissant à une voie unique sous la grue; on a dû employer des plaques tournantes dont les manœuvres ont été nécessairement lentes.

La production par heure a été dans les fouilles de 12 mètres cubes.

Dans la dérivation on a obtenu une moyenne de 14 mètres, avec un maximum de 18 à 20 mètres.

La production de cet engin est donc assez faible; mais il est fort utile pour terminer les règlements de fouilles et de talus.

4° *Monte-charge.* — Les conditions de fonctionnement des monte-charge sont tout à fait analogues et les mêmes observations s'y appliquent; le seul avantage qu'ils présentent consiste à permettre, au moyen d'échafaudages provisoires, d'utiliser une locomobile en un treuil à vapeur appartenant au matériel courant des entreprises.

Le monte-charge employé à Carrières se composait d'un plan incliné, monté sur une charpente assez élevée pour permettre le passage des wagons par-dessous; sur le plan incliné se meut un chariot qui porte en son milieu une poulie sur laquelle passe la chaîne de suspension des bennes; à son autre extrémité, la chaîne passe sur le tambour d'un treuil à vapeur; lorsqu'elle se déroule, le chariot descend jusqu'à l'extrémité du plan incliné et s'attache par des loquets aux montants de la charpente contre lesquels il bute. La chaîne continue à se dérouler et la benne descend sur un truc au fond de la fouille. Lorsque la benne remonte, une traverse placée sur la chaîne fait déclencher les loquets du chariot qui remonte le plan incliné en portant sa benne jusqu'au-dessus des wagons.

Il est très utile pour l'économie de la force motrice d'avoir une double installation dans laquelle une benne vide qui descend fait équilibre au poids mort de la benne pleine qui remonte ; dans ces conditions, le rendement est tout à fait analogue à celui de la grue ; il est également limité par le fonctionnement intermittent de l'appareil, surtout s'il y a des plaques tournantes dans la fouille pour placer les trucs sous la chaîne du monte-charge.

Il aurait été certainement plus avantageux, si les circonstances locales l'avaient permis, de descendre au fond avec un double plan incliné à $0^m,07$ ou $0^m,08$ de pente par mètre, sur lequel les wagons pleins auraient été remontés par une machine fixe, en utilisant en partie le poids des wagons vides en descente ; mais il aurait fallu pour ce service avoir des wagons de $1^m,50$ à 2 mètres de capacité pour la commodité des transports au fond qui, à cause de l'humidité du sol, devaient se faire à bras d'hommes.

§ 2. *Épuisements.* — Comme nous l'avons dit, les fouilles ont été exécutées par épuisements ; les eaux étant hautes au début, on peut évaluer aux trois quarts du cube total soit à environ 75 000 mètres, le cube extrait en contrebas de la cote des eaux de la Seine au début.

Le matériel d'épuisements comprenait : une pompe Neut et Dumont avec tuyaux de $0^m,225$ et machine de 12 à 15 chevaux, capable d'un débit de 250 mètres cubes à l'heure pour une ascension de 7 mètres ; deux pompes Neut et Dumont avec tuyaux de $0^m,28$ et machine de 25 à 30 chevaux, capables chacune d'un débit de 500 mètres cubes à l'heure, pour une ascension de 7 mètres.

Les trois machines ont rarement fonctionné ensemble, mais à cause de la hauteur des eaux en rivière et des crues qui se sont produites pendant l'été de 1879, les hauteurs d'ascension ont atteint jusqu'à 8 et 9 mètres, ce qui réduisait notablement l'effet utile de chaque appareil.

Pour produire en marche normale le débit prévu avec

7 mètres d'ascension, la pompe de 250 mètres cubes devait faire 540 tours par minute, et celles de 500 mètres, 480 tours.

Pour maintenir ces débits avec de plus grandes hauteurs d'ascension, il eût fallu augmenter notablement le nombre de tours des pompes et par suite la vitesse des machines; avec une commande directe, malgré la grande différence de diamètre des poulies, ce résultat est assez difficile à obtenir.

Il vaudrait donc mieux, pour des installations d'épuisement d'une certaine durée, avoir une transmission intermédiaire. En marche normale, la vitesse de la locomobile pourrait être moindre et, en cas de surcharge, il serait facile de maintenir le débit en faisant faire quelques tours de plus à la machine.

Beaucoup d'installations d'épuisements sont faites avec des machines trop faibles ou marchant trop vite; dès qu'il se produit une surchage accidentelle soit dans le débit, soit dans la hauteur d'ascension, on est exposé à des embarras.

Pour calculer la force nécessaire pour un débit donné, on doit admettre que le rapport du travail en eau montée au travail *évalué sur l'arbre* de la machine ne dépassera pas 50 p. 100 pour pompes avec tuyaux de moins de $0^m,25$ et 55 p. 100 avec tuyaux de $0^m,25$ à $0^m,30$.

Les dépenses de combustible peuvent être évaluées avec ces hypothèses à environ 7 à 8 kilogrammes par *cheval* utile en eau montée et par heure, si les machines sont en bon état.

Avec les pompes centrifuges, l'aspiration doit être limitée entre 5 et 6 mètres; le refoulement doit toujours avoir $1^m,50$ à 2 mètres de hauteur pour empêcher les rentrées d'air, et il est plus avantageux pour les élévations plus fortes d'augmenter le refoulement que l'aspiration. Dans les fouilles profondes, les pompes se trouvent donc

en contrebas du niveau de la rivière; lorsqu'on a plusieurs appareils, il convient de les placer à des hauteurs différentes pour faciliter leur démontage successif lorsque les épuisements s'arrêtent, et pour permettre en cas d'accidents survenant aux enceintes de faire fonctionner les appareils les plus élevés pendant que les autres sont déjà noyés.

Le tableau suivant rend compte de l'augmentation de vitesse que doivent recevoir les pompes, suivant la hauteur totale d'élévation des eaux.

DIAMÈTRE des tuyaux à l'aspiration.	DÉBIT par heure.	NOMBRE DE TOURS PAR MINUTE.		
		Pour une hauteur d'aspiration........ 4.00 de refoulement..... 2.00 Total..... 6,00	5.50 2.50 7,50	5.50 3.50 9,00
m. 0 225	m³ 250	500	560	625
0 28	500	450	500	555

Ce qu'on peut exprimer en disant que les vitesses doivent être entre elles comme les racines carrées des hauteurs d'élévation. Inversement, si une pompe réglée pour une élévation de $7^m,50$ travaille pour une élévation de 9 mètres, sans modifier sa vitesse, le débit se réduit notablement; il descend approximativement de 250 mètres cubes à 125 mètres cubes pour une pompe de $0^m,225$ et de 500 mètres cubes à 310 mètres cubes pour une pompe de $0^m,28$.

On voit donc quel intérêt il y a :

1° A pouvoir augmenter la vitesse des machines;

2° Quand les circonstances le permettent à faire siphonner les tuyaux de refoulement pour réduire autant que possible la hauteur d'élévation (*).

(*) On peut objecter que le siphonnement des pompes centrifuges tend à les désamorcer par suite des rentrées d'air qui se font par les paliers; ces rentrées

La vitesse par seconde de l'eau dans les tuyaux de ces pompes est normalement du côté de l'aspiration, de 1^m, 75 pour les pompes de 0^m, 225 et de 2^m, 25 pour les pompes de 0^m, 28 ; ces chiffres peuvent sans inconvénients être augmentés de moitié ; mais c'est une limite qu'il convient de ne pas dépasser.

Puisards. — Au début des épuisements, à cause des veines argileuses qui se rencontraient dans le terrain, il y avait grand intérêt à abaisser le plan d'eau autant que possible ; pour creuser des puisards profonds on a employé des cuvelages en tôle par anneaux successifs de 1 mètre de hauteur et de 3^m, 50 de diamètre, renforcés de cornières ; on les enfonçait au moyen d'un chargement de rails en déblayant à l'intérieur avec l'aide d'une pompe à bras. Il convient lorsqu'on emploie ces anneaux que le dernier élément ne soit pas renforcé par une cornière à sa base, mais par un fer méplat pour ne pas opposer de résistance à l'enfoncement.

Durée des épuisements. — Pendant la période d'achèvement des fouilles des écluses la surface épuisée a atteint au fond 80 ares avec des profondeur de 6 à 8 mètres en contrebas de la Seine ; une surface de 30 ares environ dépendant de la dérivation s'y ajoutait avec des profondeurs de 2 à 3 mètres sous la Seine.

Dans la campagne de 1880, pendant que les épuisements étaient repris pour continuer les maçonneries de fondations, les terrassements à l'excavateur se poursuivaient dans la dérivation ; ils ont été prolongés au delà de la

---

d'air peuvent être très atténuées par des presse-étoupe bien construits et le désamorçage combattu par l'emploi d'un clapet supérieur placé entre la pompe et le siphon.

Si en outre on dispose d'un injecteur permettant d'amorcer au moyen d'une prise de vapeur pratiquée sur la chaudière, le siphonnement n'aura pas d'inconvénient ; nous avons vu fonctionner des pompes centrifuges avec siphonnement à plusieurs reprises dans des épuisements qui ont duré plusieurs mois, et nous n'avons pas remarqué que le désamorçage fût plus fréquent pour ces pompes que pour celles dont les tuyaux débouchaient à l'air.

durée qu'aurait exigé la construction des maçonneries sous l'eau pour permettre l'achèvement de ces terrassements et la pose des portes d'écluses qui a été faite à sec.

La différence entre le prix des terrassements à sec et celui des dragages, et surtout la rapidité très grande imprimée au chantier par l'emploi continu de l'excavateur, nous paraissent compenser largement les sacrifices consentis pour les épuisements (voir p. 304).

Il a été employé en deux campagnes 572 journées de pompe de 500 mètres cubes et 179 journées de pompe de 250 mètres cubes.

§ 3. *Maçonneries.* — L'installation du chantier des maçonneries comprenait :

1° Un port de débarquement des matériaux avec estacade en charpente et grue fixe ;

2° Un plan incliné double avec $0^m,09$ de pente par mètre destiné à la descente des matériaux et notamment de la pierre de taille au fond des fouilles ; ce plan n'était pas automoteur ; c'est-à-dire qu'à cause de la longueur de chaîne résultant de la profondeur de la fouille, le poids des wagons pleins ne suffisait pas à remonter les wagons vides.

Dans le cas particulier, on avait adopté cette inclinaison pour pouvoir se servir de ce plan incliné pour remonter les déblais au moyen d'une machine fixe ; il eût mieux valu, au point de vue du service de matériaux, avoir une inclinaison un peu plus raide.

La fabrication du mortier se faisait sur un appontement établi en saillie et vers le milieu du talus gauche de la fouille, au moyen de deux tonneaux malaxeurs actionnés par une locomobile de huit à dix chevaux-vapeur.

Le mortier était conduit dans des wagonnets placés à un niveau inférieur à celui de l'appontement et roulant sur un pont de service transversal ; diverses voies longitudinales, établies d'abord au fond des fouilles et ensuite sur le radier,

le répartissaient à pied d'œuvre. Ce système évitait autant que possible la main-d'œuvre et réduisait au minimum la longueur des transports à dos d'hommes sur les oiseaux.

Ces installations ont suffi pour l'établissement des fondations et des premières assises; mais à partir d'une hauteur de 3 mètres au-dessus du radier, il a fallu des appareils de levage pour monter une partie des matériaux et des appareils de bardage pour transporter les autres à travers la fouille.

Le service de la tête amont devait se faire par le haut des fouilles; on y a employé un pont de service très léger consistant en deux poutres droites portées sur six palées contreventées extérieurement et entretoisées à un niveau assez bas pour permettre le passage des matériaux suspendus au moyen d'un chariot roulant supérieur et mobile à $2^{m},50$ au-dessus du sol jusqu'au-dessus de la voie de service qui longeait la fouille; c'était une bonne installation, d'établissement très simple, peu coûteuse et d'un usage facile.

A l'aval, on désirait prolonger le service par les voies du plan incliné, et on a établi entre elles une grue roulante en charpente; nous croyons qu'une installation analogue à celle d'amont eût été préférable.

On s'est également servi, pour le bardage des pierres de taille, du pont de service qui supportait les voies de distribution du mortier.

Pour les moellons de parement, on a employé des câbles aériens en acier de 12 millimètres de diamètre, pesant $0^{k},600$ le mètre, tendus en travers de la fouille; sur ces câbles roulaient des poulies portant des tenailles pour suspendre les moellons; ces câbles étaient accouplés et le poids d'un moellon faisait remonter la tenaille vide; les câbles étaient distants d'environ 40 mètres; à leur arrivée sur les bajoyers, les moellons étaient repris sur des civières jusqu'à pied d'œuvre.

La production du chantier en maçonneries de toute nature, dans les mois de travail de 1879 et de 1880, a varié de 3500 à 4000 mètres cubes par mois.

Les matériaux prévus pour la construction de ces maçonneries étaient : les moellons de Tessancourt et la brique pour les parements, les pierres de taille de Tessancourt ou de Lérouville.

A la suite de propositions faites par l'entrepreneur dans les conditions de l'article 20 des clauses et conditions générales, on a admis pour les parements de radier des moellons de roche de Saint-Leu, et en élévation des moellons smillés de Château-Landon; la pierre de taille a été entièrement tirée de Lérouville, sauf le couronnement, qui, moyennant l'allocation d'un prix spécial, a été fourni en pierres de Château-Landon.

Il eût été utile d'employer cette pierre dans les musoirs et dans les angles saillants exposés le plus directement au frottement des bateaux; cette précaution, adoptée pour d'autres écluses, eût dispensé de recourir aux armatures en fer qui pourront devenir nécessaires lorsque les frottements auront rongé la pierre de Lérouville.

Les mortiers se composaient de gros sables provenant de dragages et de chaux du Teil; les expériences décrites dans une note insérée aux *Annales* (1881, 2e sem., p. 397 et suiv.) ont conduit à ne pas descendre, à cause des vides du sable, au-dessous du dosage de 350 kilogrammes de chaux du Teil pour $0^m,975$ de sable.

Les mortiers fabriqués au malaxeur à vapeur ont donné une résistance moyenne à la traction de $1^k,06$ par centimètre carré au bout de quinze jours et de $1^k,39$ au bout de vingt jours.

Le ciment de Portland a été employé dans les mortiers pour les maçonneries et enduits des aqueducs de remplissage et de vidange; le dosage était de 550 kilogrammes de ciment pour $0^m,95$ de sable; on a posé au moyen de coulis

de ciment par les pierres de taille de sujétion, telles que les buscs et les parties de couronnement qui servent à la suspension des portes.

DÉTAILS D'ÉXÉCUTION DES ÉCLUSES.

Les dessins indiquent les dispositions d'ensemble des écluses et dispensent d'une description détaillée; nous croyons seulement devoir signaler quelques détails de construction qui se rapportent aux points suivants :

Coulisses pour batardeaux destinées à l'épuisement des têtes;

Puisards de pompes ;

Armatures des buscs ;

Armatures des faux buscs ;

Appareil de guidage de la chaîne de touage.

Coulisses pour batardeaux. — A cause des dimensions des écluses, on a admis que les têtes devaient pouvoir être épuisées isolément, et on a disposé de chaque côté un double rang de coulisses de $0^m,35$ sur $0^m,35$ destinées à recevoir des poutrelles; mais la portée de ces poutrelles, $8^m,20$ et 12 mètres, ne permettait pas de compter sur leur résistance sans points d'appui intermédiaires. Il a donc été admis qu'à l'intérieur de l'emplacement des batardeaux on ménagerait des évidements dans le radier, au centre de pierres spéciales, de manière à y trouver le point d'appui de montants destinés à soulager les poutrelles inférieures. Deux évidements sont ménagés dans l'écluse de 12 mètres; un seul au milieu de l'écluse de $8^m,20$ (Pl. XXIII, *fig.* 2).

Dans un autre ouvrage semblable, à Bougival, ce dispositif a permis d'établir un batardeau exclusivement en bois dans l'écluse de $8^m,20$ dans les conditions suivantes : des poutrelles en bois demi-équarri ayant été employées, on les a doublées, autant pour répartir les pressions que pour diminuer les joints, de palplanches verticales jointives; du côté opposé un montant de $0^m,35$ sur $0^m,35$ a été dressé

dans l'évidement du radier; il a été maintenu à la partie supérieure au moyen d'un fort étrier ajusté avec des coins en fer pour reporter la pression transmise par le montant à une forte poutre coincée dans la seconde coulisse. En ajoutant des bâches pour étancher ce batardeau, on a pu supporter une pression de $3^m,50$ à 4 mètres d'eau. L'avantage de ces dispositions consiste à permettre l'usage de bois du commerce imparfaitement équarris, et à obtenir une construction et une démolition rapides du batardeau, tandis que l'emploi de la terre qui doit ensuite s'extraire au moyen de dragues à bras, est soumis à des lenteurs inévitables.

Puisards de pompes. — Pour faciliter l'épuisement de chaque tête on a ménagé, en amont de la chambre des portes, des puisards destinés à recevoir les crépines de pompes.

Ces puisards cubiques de $0^m,40$ de côté seraient peut-être un peu petits si on avait à employer, par suite de fuites dans les batardeaux, une pompe à vapeur; mais ils ont rendu des services pendant les épuisements généraux en permettant d'y réunir, lors de la pose des portes, toutes les eaux d'infiltrations et, par suite, de mettre entièrement à sec les chambres des portes.

Armatures des buscs. — Les écluses anciennes de la Seine ont éprouvé, à diverses époques, des avaries résultant de ce que, la partie du radier inférieure au busc ayant été traversée par les eaux, la sous-pression a agi sur les claveaux du busc, en tendant à les soulever. Pour combattre cette chance d'accident, nous avons noyé dans les radiers de la grande écluse huit ancres verticales de 30 millimètres de diamètre et de $2^m,20$ à $2^m,80$ de longueur assemblées à la partie inférieure sur des disques en fonte et reliées à la partie supérieure par des fers en U encastrés dans les claveaux des buscs (Pl. XXV, *fig.* 10 et 21).

Il serait peut-être utile, pour les écluses analogues pré-

sentant un bajoyer en rivière, de placer des chaînages dans le sens horizontal sous le busc d'aval pour résister à la butée des portes; sans aucun doute, le massif de maçonnerie du bajoyer central, tête aval, est largement suffisant pour résister seul à la butée, si on le considère comme un monolithe; mais lors de la mise en service, les maçonneries peuvent n'être pas très anciennes et n'avoir pas encore acquis toute leur cohésion; c'est pour les soulager pendant cette période, que des armatures en fer pourraient être ajoutées.

Armatures des faux buscs. — Les écluses de la Seine sont exposées à une cause de destruction spéciale et continue : c'est le passage de la chaîne de touage.

Depuis qu'il a été reconnu que le moyen le plus pratique de faire franchir les écluses par les trains toués consistait à laisser passer la chaîne dans une fenêtre ménagée entre les deux portes, les faux buscs des écluses ont été soumis, à chaque passage d'un train toué, au frottement longitudinal de la chaîne aux environs de la pointe du busc; puis lorsqu'on referme les portes après le passage d'un train, la chaîne est poussée transversalement au busc, jusqu'à ce qu'elle ait repris sa position dans l'axe de l'écluse.

L'observation des effets de ces frottements réitérés sur les anciens ouvrages a conduit aux dispositions suivantes, ayant pour objet :

1° De relier solidement le faux busc aux claveaux du busc ;

2° D'armer l'angle du faux busc contre les frottements transversaux.

3° De défendre surtout la pointe du faux busc et l'angle du mur de chute d'amont contre les frottements longitudinaux de la chaîne de touage (Pl. XXV, *fig.* 10 et 16-20).

Pour la liaison du faux busc avec les maçonneries, on a employé des boulons verticaux de 30 millimètres traversant entièrement les claveaux du busc, et terminés au-

dessous par un œil avec une traverse en fer; les écrous de ces boulons sont en bronze, pour pouvoir se démonter sous l'eau sans craindre la rouille.

L'angle du faux busc est défendu par des fers du type des rails de tramway; dans ces fers, un des angles présente une surépaisseur qui est avantageuse dans l'espèce puisque c'est là qu'ont lieu les frottements; la gorge permet de noyer les têtes de boulons et de ne laisser subsister aucune saillie dans le plan vertical.

Quant à la pointe du faux busc, elle est protégée par une pièce de forge spéciale, simplement fixée par de gros tirefonds sur les deux pièces de bois, pour pouvoir être démontée au scaphandre, en cas d'avarie.

Dans un autre ouvrage, cette armature a été faite en acier fondu, ce qui a permis, sans augmentation de prix bien sensible, d'y ménager des évidements au moyen desquels l'armature se trouve assemblée par deux boulons verticaux de scellement, qui traversent les pierres de busc, le faux busc et l'armature.

Appareil de guidage de la chaîne de touage. — Le toueur qui franchit une écluse ne place pas exactement la chaîne dans l'axe; si la chaîne présente une tension moyenne, la porte la rencontre en se fermant et la remet dans sa position; si au contraire, la chaîne a du mou, elle peut s'engager sous la porte, et si malgré la résistance qui se produit alors, on continue la manœuvre de fermeture, il peut en résulter des avaries soit dans la porte soit dans le mécanisme de manœuvre.

On a remédié à cet inconvénient depuis 1863 dans les écluses de la Haute-Seine par le système qui a été décrit par M. de Lagrené dans son *Cours de Navigation*, t. II, p. 123, et qui a été appliqué en 1878 aux écluses de la Basse-Seine; il consiste à noyer une chaîne transversale dans l'écluse vers l'extrémité amont de la chambre des portes; cette chaîne s'attache d'un côté à un point fixe et

s'enroule de l'autre sur un treuil; si, avant de fermer les portes, on raidit la chaîne transversale au moyen du treuil, on relève la chaîne de touage de la quantité nécessaire pour qu'elle soit rencontrée et remise en place par la porte; il faut ensuite mollir la chaîne transversale, pour qu'elle laisse le passage libre lorsqu'on ouvrira de nouveau les portes.

Ce système a été appliqué à l'écluse de Carrières, mais pour tenir compte du supplément de profondeur qu'elle présente et pour activer la manœuvre, on a mis un treuil sur chaque bajoyer pour raidir simultanément la chaîne transversale par ses deux extrémités.

L'efficacité de ce système serait complète si les éclusiers manœuvraient toujours à chaque éclusée la chaîne transversales; mais lorsqu'il supposent que la chaîne est à peu près à sa place, ils sont enclins à négliger cette manœuvre supplémentaire, et pour qu'il n'en résulte pas d'avaries, il a paru utile d'ajouter un appareil de guidage analogue à celui qui est indiqué par M. de Lagrené (*Cours de Navigation*, t. II, p. 123) et qui avait été appliqué en 1869 à l'écluse de Suresnes. Dans la chambre des portes dont le fond est réglé à $0^m,30$ en contrebas du busc on a pratiqué des scellements verticaux sur lesquels on peut boulonner un appareil en forme de V, dont le dessus est à $0^m,05$ en contrebas du busc et qui se compose : au milieu, d'un sabot en acier fondu présentant entre deux joues obliques une gorge assez profonde dans laquelle la chaîne frotte lorsque les portes sont fermées; sur le sabot s'assemblent de chaque côté des glissières courbes tracées suivant le rayon des portes augmenté de 5 centimètres (Pl XXV, *fig.* 10).

Tout le système est fixé au radier par des écrous en bronze pour pouvoir se démonter en cas de réparations.

Le jeu qui existe entre les glissières et les portes étant inférieur aux dimensions de la chaîne dont les anneaux ont

de $0^m,09$ à $0^m,12$ de diamètre extérieur, si la chaîne présente une tension moyenne, la porte la rencontre nécessairement et la remet en place; mais il peut se faire que la chaîne soit assez molle pour descendre le long de la glissière et arrêter le mouvement de la porte; la manœuvre des treuils de la chaîne tranversale sera alors nécessaire pour la dégager. En fait depuis la mise en exploitation des écluses de Carrières, les glissières ont *le plus souvent* ramené la chaîne, et ce n'est qu'exceptionnellement qu'on a dû recourir à l'emploi des treuils.

PORTES D'ÉCLUSES.

Les portes d'écluses de Carrières-sous-Poissy sont en bois; elles se composent d'entretoises à peu près équidistantes, reliées par des armatures verticales en bois boulonnées et encastrées de part et d'autre des entretoises; la rigidité des assemblages est assurée par un double bracon, avec deux écharpes, des boulons horizontaux de serrage et des équerres doubles en fonte. Deux ventelles doubles existent dans chaque vantail pour les grandes portes et une seule pour les petites.

Le bois de Yellow-Pine a été employé exclusivement dans ces portes; seulement, pour éviter la pénétration des assemblages, des plaques de tôle ont été interposées entre les embrèvements des entretoises et les poteaux ainsi qu'aux extrémités des éléments du bracon d'amont. Pour d'autres portes analogues, il a été reconnu possible, moyennant un prix spécial, d'employer le bois de chêne pour les poteaux et les entretoises supérieure et inférieure, malgré la dimension déjà forte des poteaux tourillons: $0^m,50$ sur $0^m,40$. Cette disposition, souvent admise dans les portes, nous paraît préférable, et ce dernier type avec cadre en chêne et entretoises intermédiaires en sapin, bien que sensiblement plus coûteux, sera probablement plus durable.

Lors de la rédaction du projet, une étude comparative

des portes en tôle avait été faite; elle n'a pas été présentée pour deux motifs :

1° Les difficultés et le prix élevé des réparations des portes en tôle;

2° L'économie que l'emploi du bois d'Amérique permettait de réaliser.

En 1876, une avarie survenue à un vantail en fer de l'écluse de Martot a obligé à démonter cette porte et à la transporter à l'usine pour la réparer; le levage seul de la porte a coûté 5 000 francs.

Dans les portes en tôle, dont les entretoises ne sont pas assez épaisses pour qu'on puisse projeter une double paroi, formant une caisse étanche susceptible d'être visitée à l'intérieur, le bordage unique est très exposé aux avaries et à l'oxidation. Si on se contente des épaisseurs moyennes de 3 à 4 millimètres qui suffisent pour la résistance, on peut avoir un bordage crevé par un bateau ou rongé par la rouille et toute réparation de quelque importance doit se faire hors d'eau.

Si au contraire, en vue de l'oxidation, on fixe à 5 ou 6 millimètres la limite inférieure des tôles, on augmente sensiblement le poids de la porte.

Les portes en bois on donc l'avantage de la légèreté et se prêtent mieux aux réparations sur place.

Auront-elles l'avantage de la durée?

La question est très controversée, on trouve des exemples de portes des deux types, bois ou fer, dont la durée a été très courte : était-ce à cause de leur système, ou de leur exécution? les éléments manquent le plus souvent pour le décider.

D'ailleurs, dans la discussion que nous venons de rappeler, on aurait pu faire observer que l'accident de Martot prouvait seulement que le système de construction de vantaux à entretoises libres, sans armatures verticales, ne présentait pas assez de rigidité pour des portes destinées à

à une écluse de 12 mètres, tandis que les assemblages de tôles peuvent être rendus aussi rigides qu'on peut le désirer en formant au moyen d'armatures un cadre à mailles suffisamment serrées. Le bordage est donc en réalité le point faible des portes métalliques à paroi unique, et, si on construit le bordage en bois, on répond à la plus grave des objections que nous avons signalées.

Des portes ont été construites avec ossature métallique et bordage en bois sur la Haute-Seine, et M. Lavollée a rendu compte de la construction de celles de l'écluse d'Ablon dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (juin 1882).

L'expérience prononcera donc dans quelques années; nous estimons dans tous les cas que pour des portes d'écluses de 12 mètres en rivière, la discussion doit porter surtout sur ces deux types, suivant les ressources locales et les prix des matières : portes avec cadres en chêne et remplissage en sapin, portes avec ossature métallique et bordage en bois.

Pour comparer diverses portes d'écluses au point de vue de la dépense, sans introduire l'élément variable qui résulte de l'inclinaison du busc, on peut rapporter cette dépense au mètre carré de fermeture, obtenu en multipliant la largeur de l'écluse par la hauteur du dessus de l'entretoise supérieure du vantail au-dessus du busc, qui est à Carrières de $7^m,85$ pour les portes d'amont et de $6^m,01$ pour les portes d'aval.

La surface utile des portes de Carrières-sous-Poissy, est dans ce système, de :

Grandes portes. $12,00 \times (7,85 + 6,01) = 166,32$
Petites portes. $8,20 \times (7,85 + 6,01) = 113,65.$

Leur dépense s'est élevée, déduction faite des appareils de manœuvre, mais en y comprenant les ventelles et leurs crics, à :

Travaux à l'entreprise, rabais déduit. . . .	$48\,650^{f},77$
Somme à valoir.	$6\,565\ 23$
Total.	$57\,216^{f},00$

Les appareils de manœuvre ont coûté :

Pour fourniture à l'entreprise, rabais déduit.	$3\,784^{f},00$
Pour encastrement, scellement et ajustage en régie.	$2\,763\ 92$
Total.	$6\,547^{f},92$

La construction des grandes portes, sans les appareils, a coûté 35 576 francs, soit par mètre carré de fermeture $\frac{35\,576}{166,32}$ = ... $213^{f},90$

Pour les petites portes on a eu une dépense de 21 640 francs, soit par mètre carré $\frac{21\,640}{113,65}$ =. . $190^{f},40$

Les appareils de manœuvre ont d'ailleurs coûté :

Pour les grandes portes.	$4\,465^{f},00$
Petites.	$2\,082\ 92$
Total égal.	$6\,547^{f},92$

DÉCOMPOSITION DES DÉPENSES.

Les dépenses de la construction de la dérivation de Carrières-sous-Poissy, sans les portes d'écluses, se sont élevées à :

Travaux à l'entreprise, rabais déduit. .	$2\,108\,269^{f},50$
Somme à valoir.	$108\,860\ 00$
Total.	$2\,217\,129^{f},50$
Indemnités de terrains, dommages et dépenses diverses.	$296\,349^{f},27$
Total général. . . .	$2\,513\,478^{f},$

Les principales divisions des travaux à l'entreprise o été les suivantes :

Dérivation	608 451f,18
Écluses	1 331 922 56
Bâtiments	46 232 07
Chaussées	11 789 35
Aqueduc d'assainissement	7 890 48
Dragages du chenal jusqu'à 300 mètres en aval du pont de Poissy	101 983 86
Total	2 108 269f,50

Les dépenses faites sur la somme à valoir se divisent comme suit :

	SURVEILLANCE.	FOURNITURES et main-d'œuvre.	TOTAUX.
	fr. c.	fr. c.	fr. c.
Acquisition des terrains et études	459 00	1 974 06	2 433 06
Service général des travaux	»	2 610 23	2 610 23
Dérivation	3 979 80	18 765 60	22 745 40
Écluses	10 892 80	46 007 73	56 900 53
Bâtiments	105 60	4 171 24	4 276 84
Chaussées	»	1 001 59	1 001 59
Aqueduc d'assainissement	332 00	1 003 83	1 335 85
Dragages	»	5 616 61	5 616 61
Encastrement et scellement des mécanismes des portes d'écluses	»	2 763 92	2 763 92
Travaux divers de parachèvement aux abords de la dérivation ; rectifications et défenses de rives	»	9 175 98	9 175 98
	15 769 20	91 990 75	108 860 00

Les dépenses relatives aux acquisitions de terrains se sont élevées à :

Terrains non bâtis, pour une surface de 18h,77a,71c.

Prix principal.	160 016f,88	176 776f,62
Indemnités accessoires.	16 759 74	

Soit en moyenne par hectare. 9 414f,46

Propriétés bâties d'une surface totale de 70a,90 comprenant 424 mètres de bâtiments. . . . 112 000 00

Frais accessoires d'expropriation et dépenses diverses.	2 805 71
Indemnités pour dommages.	4 766 94
Total. . . .	296 349f,27

La dépense de construction des écluses comprend en travaux à l'entreprise, rabais déduit :

Terrassements, déblais, remblais, épuisements pendant l'exécution des déblais et consolidation des talus.	222 636f,36
Vannage de défense et poteaux de garde des coulisses de batardeaux.	17 600 20
Maçonneries, y compris les escaliers d'amont et d'aval.	895 780 05
Avant et arrière-radiers en dehors des escaliers et perrés aux abords.	102 982 31
Appareils de vidange.	23 661 96
Organeaux, échelles de secours, bornes d'amarre; armatures et scellements. . .	4 245 16
Épuisements et frais accessoires pour la construction des maçonneries.	65 016 52
Total. . . .	1 331 922f,56
Auquel on doit ajouter la part correspondante de la somme à valoir.	56 900f,53
Total général.	1 388 823f,09

Le cube des maçonneries des écluses proprement dites s'est élevé à 31 141ms,80 qui ont coûté 895 780f,05, soit un prix moyen par mètre cube de 28f,76.

Si, d'autre part à ce chiffre de.	895 780f,05
on ajoutait les épuisements et accessoires	65 016 52
et la part de la somme à valoir afférente aux maçonneries.	16 676 75
Le total de. . .	977 473f,32

correspondrait à un prix moyen par mètre cube de 31f,39.

Si enfin on comparait la dépense totale des écluses au cube de maçonneries exécutées, à l'exclusion des perrés et défenses de rives, on trouverait :

$$\text{terrassements compris } \frac{1\,388\,823,09}{31\,141,89} = 44^f,24$$

$$\text{sans les terrassements } \frac{1\,166\,186,73}{31\,141,89} = 37^f,44.$$

Il est assez difficile de trouver un terme de comparaison pour mettre en parallèle les dépenses relatives à des écluses construites avec des dimensions différentes ; nous proposons dans ce but le *volume utile*, évalué au moyen du produit de la longueur utile par la largeur et par la hauteur des bajoyers au-dessus du busc d'aval.

Dans le cas actuel la longueur utile sera divisée en deux parties, l'une corespondante aux têtes, l'autre au sas, mais elle n'en comprendra pas moins la distance, entre la corde du mur de chute et l'origine de la chambre des portes d'aval.

La surface utile de la grande écluse sera d'après cela de $10,30 \times 12,00 + 141,00 \times 17,00 = 2\,520,60$.

Pour la petite écluse, on aura $53,50 \times 8,20 = 438,70$.

Et pour le volume total :

$$(2\,520,60 + 438,70) \times 8,01 = 23\,703,99.$$

Il suit de là que le cube de maçonneries par mètre cube de volume utile est de :

$$\frac{31\,141,89}{23\,703,99} = 1,31$$

et que les prix de revient comparés au volume utile deviennent :

Pour maçonneries seulement. . . . . $37^f,79$

Pour maçonneries et épuisements. . . . . . $41^f,24$

Pour l'ensemble des dépenses des écluses sans les terrassements.	49f,19
Pour la dépense totale des écluses.	58f,59

Dépenses d'épuisements. — Les épuisements ont été payés à l'entreprise, ainsi que les dépenses accessoires de construction de puisards, de conches, installations de jaugeages, etc.

Les frais d'ouverture et d'entretien des rigoles d'assainissement ont seuls été imputés sur la somme à valoir.

Les dépenses de location de machines et frais accessoires se sont élevées à :

Pour la fouille des écluses.	35 962f,33
Pour les maçonneries..	65 016 52
Pour la dérivation.	43 035 99
Total.	144 014 84

Cette imputation explique le taux relativement faible de la dépense faite sur la somme à valoir. Le rapport des dépenses en régie et à l'entreprise a été de 0,052 et se serait élevé à 0,128 si les épuisements avaient été exécutés en régie.

On estime à 75 000 mètres le cube de la partie des fouilles des écluses exécuté par épuisement, la dépense d'épuisements a donc été par mètre cube :

$$\frac{35\ 962^{f},33}{75\ 000^{m},00} = 0^{f},48.$$

La fondation des écluses, jusqu'au niveau des eaux moyennes, comportait environ 25 000 mètres cubes de maçonneries ; ce qui correspond à une dépense d'épuisements par mètre cube de $\frac{65\ 016^{f},52}{25\ 000^{m},00} = 2^{f},60$.

Tels sont les principaux résultats de la décomposition des dépenses ; on trouvera dans une note quelques détails sur divers prix de revient qui ont été relevés pendant

l'exécution ; mais il ne conviendrait d'en faire usage qu'en tenant compte des augmentations qui continuent à se produire dans le taux des salaires (Note C, p. 311).

L'étude du projet de la dérivation de Poissy avait été faite par MM. de Lagrené, Ingénieur en chef, et Cheysson, Ingénieur ordinaire.

Nous avons été chargé sous la direction de M. de Lagrené de la rédaction du projet de la variante qui a pris le nom de dérivation de Carrières-sous-Poissy, et sous celle de M. l'Ingénieur en chef Boulé, de la surveillance des travaux, auxquels ont été attachés MM. les conducteurs Saingery, Agis et Lambert (Jules).

Les travaux à l'entreprise ont été exécutés par M. Joumelle aîné, ayant pour représentant M. Louis Vasset.

NOTE A.

EFFORT DE MANOEUVRE DES VANNES TOURNANTES DES AQUEDUCS DE REMPLISSAGE.

Soit R la pression normale au plan d'une vanne; m un coefficient numérique dont la valeur moyenne est fixée à 1,30;

H la hauteur de chute égale à 3 mètres;

α l'angle de la vanne avec le plan vertical;

S la surface normale de la vanne.

M. de Lagrené donne, dans son *Cours de navigation intérieure*, t. III, p. 382, pour la pression normale au plan d'une vanne inclinée, placée dans un courant de vitesse V, une formule qui, avec les notations qui précèdent, devient:

$$R = \frac{1000}{g} SV^2 \cos^2 \alpha.$$

V est la vitesse dans le tube d'évacuation qui fait suite aux vannes.

Si V′ est la vitesse dans la section rétrécie entre deux vannes partiellement ouvertes, on a :

$$V'^2 = 2gH \quad \text{et} \quad VS = V'(S - S\cos\alpha).$$

$$\text{D'où} \quad V = V'(1 - \cos\alpha).$$

En éliminant V et V′ et en introduisant un coefficient m de correction, on trouve la formule :

$$R = 1\,000 \times m \times HS\cos\alpha(1 - \cos\alpha)^2.$$

Le maximum de cette expression correspond à l'angle de 60° pour $\cos\alpha = \frac{1}{2}$.

Les vannes ayant chacune une largeur de $1^m,396$ et une hauteur de $0^m,775$, on aura $S = 0,775 \times 1,396 = 1^m,082$

et par vanne R = 264 kilogrammes. En admettant que cette pression s'applique tout entière d'un seul côté de chaque vanne au milieu de l'aile, l'effort correspondant sur la tige de manœuvre, à cause de l'égalité des bras de levier de la puissance et de la résistance, sera, pour quatre vannes superposées, de : $264 \times 4 = 1\,056$ kilogrammes, soit en nombre rond 1 100 kilogrammes.

Il faudrait ajouter à cet effort la résistance due aux frottements qui ont leur maximum sous l'influence de la pression statique.

La pression statique, pour une surface de $1^{m},082$ avec 3 mètres de chute, a pour valeur :

$P = 1\,000 \times 1\,082 \times 3 = 3\,246$ kilogrammes par vanne et se divise entre deux tourillons.

On peut admettre pour le coefficient de frottement $f = 0{,}25$; le rayon du tourillon étant $r = 0{,}025$, le moment de la résistance due aux frottements sera par tourillon

$M = 0{,}25 \times \frac{3\,246}{2} \times 0{,}025 =$	10,14
Augmentant de 25 p. 100 pour tenir compte des résistances accessoires.	2,53
On aura.	12,67
Le bras de levier de la puissance étant de	0,21
l'effort sur la tige de manœuvre sera $\frac{12{,}67}{0{,}21} =$. . .	$60^{k}33$

soit pour huit tourillons $482^{k},64$ ou 500 kilogrammes.

Il semble donc que le maximum de l'effort de manœuvre ne doive pas dépasser 1 600 kilogrammes ; par mesure de précaution, on a porté la puissance des crics à 2 000 kilogrammes.

NOTE B.

SUR LA DURÉE DES ÉCLUSÉES.

Les écluses de Carrières-sous-Poissy ont été mises en exploitation au mois de juillet 1881; elles assurent provisoirement à la batellerie un tirant d'eau de $2^m,20$ jusqu'à ce que la reconstruction du barrage de Meulan porte à $3^m,20$ la retenue d'aval.

Des observations ont été faites pendant quelques semaines sur la durée exacte des éclusées.

Cette durée qui comprend le parcours de la gare à l'écluse sur une longueur d'environ 150 mètres est divisée en deux périodes correspondantes : l'une à l'entrée et à la sortie des bateaux, ainsi qu'à leur rangement et aux temps perdus du fait des mariniers; l'autre aux manœuvres des portes et à la durée du remplissage ou de la vidange.

On a toujours supposé l'écluse prête dans le sens de la marche des bateaux; dans le cas contraire il faut ajouter environ moitié en sus de la deuxième période.

Dans la petite écluse, la durée moyenne d'une éclusée a été de 13′, comprenant 5′ et demie pour manœuvres du bateau et 7′ et demie pour celles de l'écluse. La chute étant en moyenne pendant les expériences de $3^m,24$, le volume de chaque éclusée était en nombre rond de $8^m,20 \times 60,00 \times 3,24 = 1\,594$ mètres, soit 1 600 mètres cubes.

Dans la grande écluse, on a observé des trains ayant en moyenne 4, 5 ou 8 bateaux, toueur ou remorqueur compris.

Les éclusées ont présenté les durées suivantes :

	MANŒUVRES		TOTAL.
	des bateaux.	de l'écluse.	
Trains de 4 bateaux.	10′	17′,2	27′,2
Trains de 5 bateaux.	21′,6	21′	42′,6
Trains de 8 bateaux.	71′	20′	91′

D'où, en tenant compte du nombre des observations de chaque espèce, il résulte que 21 éclusées de 6 bateaux en moyenne ont dépensé :

Pour manœuvres des bateaux. . . . . 21′,5
Et pour manœuvres de l'écluse. . . . . 18′,5

Total. . . . . 40′

La chute étant de $3^m,24$, le volume approximatif de chaque éclusée était de :

$$\left\{\begin{matrix} 12{,}00 \times 160{,}00 \\ +5{,}00 \times 141{,}00 \end{matrix}\right\} 3^m{,}24 = 8\,505^{m^3}, \text{ soit } 8\,500^{m^3}.$$

Ces renseignements peuvent, en ce qui concerne la grande écluse, se résumer comme il suit :

Les trains légers (4 bateaux) emploient pour leurs manœuvres un temps inférieur à celui qui est nécessaire pour la manœuvre de l'écluse; la durée totale de l'éclusée est inférieure à une demi-heure.

Les trains moyens (5 bateaux) franchissent l'écluse en quarante minutes employées pour moitié aux manœuvres de l'écluse et pour moitié aux évolutions des bateaux.

L'allongement de la manœuvre de l'écluse résulte de ce que, plus le nombre des bateaux augmente, moins le remplissage doit être rapide pour éviter des chocs entre les bateaux.

Pour les grands trains (8 bateaux) la durée des manœuvres de l'écluse n'augmente plus, mais celle des bateaux llonge au delà de toute proportion; cela doit résulter de

absence des moyens mécaniques cependant fort simples qui pourraient être installés à bord des toueurs ou remorqueurs pour raccourcir les remorques et aider aux rangement des bateaux de leurs trains.

Le type des nouvelles écluses de la Basse-Seine paraît donc devoir produire une notable accélération dans la marche de la batellerie, mais ces améliorations ne seront complètes que lorsque les toueurs et remorqueurs auront perfectionné leur outillage en vue des manœuvres de rangement des bateaux au passage des écluses.

NOTE C.

SUR QUELQUES PRIX DE REVIENT RELEVÉS PENDANT L'EXÉCUTION.

Terrassements. — Les terrassements ayant été réglés d'après l'adjudication à un prix moyen unique pour fouille et transport, y compris toutes sujétions résultant des épuisements, l'application de ce prix à une partie d'ouvrage ne donne pas l'évaluation de la dépense réelle.

On a relevé pendant l'exécution des fouilles les dépenses de chaque chantier de terrassements en surveillance, main-d'œuvre, charbon et toutes dépenses autres que les frais généraux, l'entretien et l'amortissement du matériel ; il convient de rappeler que les déblais se composaient d'alluvions argilo-sableuses, compactes dans le fond et plus ou moins molles dans les couches supérieures.

Dans ces conditions la dépense en main-d'œuvre et matières consommables a été pour les terrassements à l'excavateur :

Dans les fouilles.	$0^f,68$
Dans la dérivation.	0 55
Pour les terrassements aux wagons, dans les fouilles.	1 12
— — dans la dérivation.	0 89
A la grue.	1 75
Au monte-charge.	2 17

Le prix moyen de l'heure de terrassier était pour les ouvriers travaillant à sec de $0^f,45$ à $0^f,50$ et pour les ouvriers travaillant au fond des fouilles de $0^f,50$ à $0^f,55$.

De ces éléments, et d'une évaluation approximative des frais d'entretien et d'amortissement du matériel, sans tenir compte des frais généraux qui varient suivant la masse et les circonstances spéciales des travaux, on peut déduire que le prix de revient de terrassements à l'excavateur, dans des conditions analogues à celles des fouilles des

écluses serait de $1^f,15$ et dans un chantier comparable à celui de la dérivation de 1 franc en supposant que l'excavateur puisse faire dans une campagne environ 110 à 120 000 mètres de terrassements.

Le prix de revient des terrassements aux wagons serait, dans les mêmes conditions, de $1^f,60$ dans les fouilles et de $1^f,35$ dans la dérivation; par suite l'emploi de l'excavateur, en supposant que l'appareil soit à pied-d'œuvre et qu'on dispose du matériel nécessaire, serait avantageux pour un travail comportant un cube de plus de 70 000 mètres pouvant être exécuté en une campagne.

Les relevés qui précèdent n'indiquent pas les distances auxquelles les transports ont été effectués; en fait, ces distances étaient beaucoup moins déterminées par les emplacements relatifs du déblai et du remblai que par les rampes à gravir, ou par l'obligation pour les terrassements à l'excavateur de n'avoir de changements de voie qu'aux extrémités des passes. On peut estimer que les distances réelles moyennes de transport avec rampes de $0^m,01$ par mètre, excepté dans les fouilles, étaient de 1000 mètres pour les terrassements aux wagons et de 1500 mètres pour les déblais à l'excavateur.

Maçonneries. — Dans les chantiers assez importants pour que les matériaux ne puissent être déposés à une faible distance du lieu d'emploi, les prix de main-d'œuvre admis dans les sous-détails sont généralement trop faibles, parce qu'ils ne tiennent pas un compte suffisant de la main-d'œuvre nécessaire pour reprendre les matériaux approvisionnés et les conduire réellement à *pied d'œuvre.*

Les prix moyens de l'heure étaient : maçons, $0^f,65$; poseurs, $0^f,75$; manœuvres, $0^f,45$.

Avec ces bases, les dépenses en main-d'œuvre ont été, y compris frais de surveillance :

Bardage et transport de pierre de taille de $11^f,00$ à $13^f,3$
Pose et rejointoiement de pierre de taille de $3^f,35$ à $3^f,5$

Approche, pose et rejointement de moellons smillés de Château-Landon. . . . . $3^f,45$

Façon de maçonnerie brute de . . . . . . $3^f,30$ à $4^f,55$

Fabrication de mortier au malaxeur à vapeur, y compris approche des matières et transport en dépôt à proximité des maçonneries. . . . $2^f,55$

Les prix les plus faibles correspondent aux fondations dans lesquelles les massifs continus étaient plus importants; les prix les plus élevés s'appliquent aux parties d'ouvrages qui présentaient des sujétions par suite de la réduction des épaisseurs et des évidements des aqueducs.

Un maçon a posé par heure y compris rejointoiement avec mortier de pose $0^{mq},50$ de moellons de parement et $0^{mc},40$ à $0^{mc},50$ de maçonnerie brute.

Les renseignements nécessaires à l'établissement de ces prix de revient ont été relevés avec beaucoup de soin par M. le conducteur Saingery.

N° 50

ÉTUDE

SUR

LES CRUES DE L'HIVER 1882-1883

DANS LE BASSIN DE LA SEINE.

Par M. G. LEMOINE, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
et M. A. de PRÉAUDEAU, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Les crues successives et presque égales de décembre 1882 et de janvier 1883 ont été très importantes dans le bassin de la Seine, car elles ont dépassé pour certaines stations les niveaux atteints par la crue de 1876, la troisième de notre siècle. Les hauteurs aux principales échelles ont été les suivantes :

RIVIÈRE DE SEINE.	CRUE DE 1876	DÉCEMBRE 1882		JANVIER 1883	
	Cote maximum.	Montée depuis l'origine de la crue.	Cote maximum à l'échelle.	Montée depuis l'origine de la crue.	Cote maximum à l'échelle.
	m.	m.	m.	m.	m.
Bray, près Nogent-sur-Seine. .	2,85	1,63	2,83	0,73	2,91
Paris (Austerlitz).	6,69	5,02	6,12	3,84	6,24
— (la Tournelle).	6,50	»	5,84	»	6,00
— (Pont-Royal).	7,30	»	6,84	»	6,98
Poissy.	6,55	4,89	6,41	3,48	6,46
Mantes.	7,69	4,88	7,54	3,26	7,60

Il nous a semblé nécessaire de résumer les documents recueillis pendant cette période de grandes eaux et centralisés par le service hydrométrique du bassin de la Seine. Cette étude pourra être utilement rapprochée de celles que l'un de nous a publiées dans des circonstances analogues, pour les grandes crues de 1866 et de 1876, en collaboration avec notre maître si regretté, M. Belgrand (*Annales des Ponts et Chaussées*, année 1868, 2e semestre et année 1877, 1er semestre). La crue de 1866, qui pour Paris n'était qu'une très grande crue ordinaire, est le type d'une crue torrentielle due à une grande perturbation atmosphérique unique et très générale : elle exprime à peu près la limite des effets produits par une seule et même pluie. La crue de 1876 est le type de ces grandes crues d'hiver dues à la succession de groupes de pluies dont chacun peut n'avoir qu'une médiocre importance, mais qui, en ajoutant leurs effets, forment, comme l'a montré M. Belgrand, les crues extraordinaires de la Seine à Paris.

Les crues de décembre 1882 et de janvier 1883 appartiennent à ce même type des grandes crues d'hiver résultant d'une succession de petites crues des affluents torrentiels : elles sont remarquables non seulement par leur intensité, mais encore par la particularité de deux crues extraordinaires presque égales se succédant à un mois à peine d'intervalle : ce fait, qui est la conséquence d'une humidité générale et prolongée, s'était présenté déjà en 1879 (MM. Lalanne et G. Lemoine, *Comptes rendus de l'Académie des sciences*, 31 mars 1879). Les crues successives qui dans les années précédentes depuis 1854 ont présenté quelque chose d'analogue quant au peu de différence entre les niveaux atteints, sont celles du commencement des années 1867, 1873, 1877 et 1879, mais elles ont été très inférieures en hauteur absolue ; on en jugera par le tableau suivant :

DATES.	COTES AUX PONTS	
	d'Austerlitz.	Royal.
	m.	m.
Janvier 1883.	6,24	6,98
Décembre 1882.	6,12	6,84
24 février 1879.	5,62	6,10
8 et 9 janvier 1879.	5,64	6,21
23 janvier 1873.	3,80	4,75
7 et 15 mars 1873.	3,70	4,60
15 janvier 1867.	»	5,60
4 et 8 février 1867.	»	5,70
30 mars 1867.	»	4,93

§ Ier. — OBSERVATIONS SUR LA PLUIE.

Les groupes de pluies qui ont produit les deux crues successives de décembre 1882 et de janvier 1883 se sont étendus sur tout le bassin :

Pour la première crue, du 8 au 18 novembre inclusivement, du 19 au 30 novembre inclusivement et du 3 au 9 décembre inclusivement ; pour la seconde crue, du 21 au 28 décembre inclusivement et du 30 décembre 1882 au 3 janvier 1883.

Dans la seconde quinzaine de novembre, la neige a accompagné la pluie dans la partie supérieure du bassin, mais la couche restée sur le sol n'a jamais été que de quelques centimètres d'épaisseur.

Voici pour les principales stations d'observation le détail de ces pluies, plus remarquables encore par leur continuité que par leur intensité.

STATIONS.	NOMBRE de jours de pluie du 8 novembre au 9 décembre 1882.	PLUIES PARTIELLES DU 8 au 18 novembre 1882.	19 au 30 novembre 1882.	3 au 9 décembre 1882.	TOTAL des 3 groupes de pluie du 8 novembre au 9 déc. 1882.	NOMBRE de jours de pluie du 21 déc. 1882 au 3 janvier 1883.	PLUIES PARTIELLES DU 21 au 28 décembre 1882.	30 décembre 1882 au 3 janvier 1883.	TOTAL des 2 groupes de pluie du 21 décembre 1882 au 3 janv. 1883.
		mm.	mm.	mm.	mm.		mm.	mm.	mm.
Les Settons.	32	167	230	97	494	12	270	82	352
Pannetière.	31	100	115	46	261	12	54	35	89
Saulieu.	28	94	96	47	237	12	98	31	129
Pouilly..	22	64	56	22	142	8	56	5	61
Montbard.	26	75	61	40	176	10	85	14	99
Chanceaux..	27	90	85	36	211	8	131	6	137
Chatillon-sur-Seine.. . .	27	102	68	30	200	10	63	9	72
Chaumont (plateau). . .	28	103	119	48	270	12	127	17	144
Vassy.	26	103	75	43	221	11	73	15	88
Bar-le-Duc..	25	98	132	45	275	12	82	30	112
La Neuville (St-Dizier)..	24	94	85	39	218	8	65	19	84
Sainte-Menehould. . . .	22	68	72	27	167	9	42	14	56
Montmort.	24	90	90	41	221	12	59	15	74
Paris (St-Maur).	26	71	46	30	147	8	21	13	34

Grâce aux observations nombreuses installées dans le bassin de la Seine depuis une vingtaine d'années, on peut comparer ces pluies à celles qui ont amené les autres crues les plus remarquables de notre siècle, et particulièrement les inondations de 1866 et de 1876.

Généralement inférieures dans le bassin de l'Yonne aux pluies observées pendant la crue de 1876, les hauteurs d'eau tombée du 8 novembre au 9 décembre 1882 ont égalé ou dépassé dans les autres parties du bassin les chiffres de 1876. Les pluies du 21 décembre 1882 au 3 janvier 1883 ont été beaucoup moins abondantes, et cependant elles ont causé des crues presque partout plus importantes qu'en décembre, en raison de l'extrême saturation antérieure du sol et de la hauteur des eaux au début de la seconde crue.

Dans le tableau suivant nous résumons les pluies observées lors des principales crues, et pour faciliter la comparaison des différents chiffres, nous donnons leur rapport à la moyenne annuelle (calculée autant que possible d'après les vingt dernières années, 1861-1880) dans chacune des stations considérées.

Hauteurs et rapports des pluies observées dans différentes régions du bassin de la Seine.
(Hauteurs exprimées en millimètres.)

NOMS des STATIONS.	MOYENNES ANNUELLES.	ANNÉES.	1866 du 22 au 24 septembre		1876 du 13 février au 15 mars		1882 du 8 novembre au 9 décembre		1883 [1] du 21 décembre 1882 au 3 janvier 1883	
			Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.
Bassin de l'Yonne.										
	mm.		mm.		mm.		mm.		mm.	
Les Settons..	1748	1861-1880	151	0,086	810	0,46	494	0,28	352	0,200
Pannetière (près Montreuillon)..	898	Id.	121	0,130	230	0,26	261	0,29	89	0,099
Saulieu.	873	Id.	134	0,150	303	0,34	237	0,27	129	0,147
Pouilly.	756	Id.	97	0,128	166	0,22	142	0,18	61	0,080
Montbard.	707	Id.	104	0,147	179	0,25	176	0,25	99	0,140
Bassin de la haute Seine.										
Chanceaux.	985	Id.	124	0,125	254	0,25	211	0,21	137	0,140
Chatillon-sur-Seine.	732	Id.	101	0,137	156	0,21	200	0,27	72	0,098
Bassin de la Marne.										
Chaumont (plateau)..	955	1865-1880	82	0,090	230	0,24	270	0,28	146	0,150
Vassy..	841	Id.	86	0,100	228	0,27	221	0,26	89	0,105

Hauteurs et rapports des pluies observées dans différentes régions du bassin de la Seine.
(Hauteurs exprimées en millimètres.)

NOMS des STATIONS.	MOYENNE ANNUELLE.	ANNÉES.	1866 du 22 au 21 septembre		1876 du 13 février au 15 mars		1882 du 8 novembre au 9 décembre		1883 du 21 décembre 1882 au 3 janvier 1883	
			Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.	Hauteur.	Rapport à la moyenne.
Bassin de la Marne (suite).										
			mm.		mm.		mm.		mm.	
Bar-le-Duc.	950	1861-1880	61	0,064	252	0,26	275	0,29	112	0,117
La Neuville (près St-Dizier).	890	1871-1880	63	0,070	192	0,21	218	0,24	84	0,090
Montmort (village).. . . .	754	1866-1880	?	?	178	0,23	221	0,29	74	0,100
Bassins de l'Aisne et de l'Oise.										
Sainte-Menehould..	749	1871-1880	45 ?	0,060	198	0,26	167	0,22	56	0,070
Hirson.	750?	1859-1878	69	0,090	211	0,28	188	0,25	103	0,150
Basse Seine.										
Paris (St-Maur)..	581	1867-1880	35	0,060	76	0,13	147	0,25	34	0,058
Rouen.	756	1845-1880	24	0,030	147	0,19	271	0,36	122	0,160

§ II. — HAUTEURS ET EFFETS DES CRUES POUR LES PRINCIPALES RIVIÈRES DU BASSIN DE LA SEINE.

Les observations faites pendant l'hiver de 1882-1883 sur les crues des principales rivières du bassin de la Seine confirment une fois de plus les vues de M. Belgrand. C'est à plusieurs phénomènes météorologiques successifs que sont dues les crues extraordinaires de la Seine à Paris. Les eaux pluviales ruisselant à la surface des terrains imperméables produisent toujours le maximum à Paris : les eaux absorbées par les terrains perméables arrivent en retard et soutiennent la crue pendant plusieurs jours. Si les affluents ont alors une nouvelle croissance, il en résulte à Paris une nouvelle montée et ainsi de suite. C'est ainsi que pour les crues actuelles, il y a eu cinq montées parfaitement détachées et distinctes de l'Yonne à Clamecy du 8 novembre au 9 décembre 1882, et trois montées nouvelles du 21 décembre 1882 au 2 janvier 1883. Voici le détail de ces phénomènes (voir la planche XXVI). On peut remarquer que, *dans la période qui nous occupe*, ils sont dus entièrement à la pluie ; aucune des rivières ne s'est trouvée gelée.

CRUES SUCCESSIVES DES AFFLUENTS TORRENTIELS. — Du 8 au 10 novembre 1882 l'Yonne à Clamecy passe de la cote $0^m,60$ à la cote $1^m,35$ soit une montée de $0^m,75$; de même la Marne à Saint-Dizier passe de la cote $1^m,10$ à la cote $3^m,10$, soit une montée de 2 mètres ; le Grand-Morin à Pommeuse, près Coulommiers, remonte de $0^m,60$, pour la première fois depuis le commencement de l'hiver.

Du 15 au 17 novembre, l'Yonne à Clamecy passe de la cote $0^m,70$ à la cote $1^m,28$ soit une montée de $0^m,58$; la Marne à Saint-Dizier ne remonte que très légèrement ; le Grand-Morin à Pommeuse, près Coulommiers, passe de la cote $0^m,90$ à la cote $2^m,76$, soit une montée de $1^m,86$.

Du 22 au 27 novembre, l'Yonne à Clamecy passe de la cote $0^m,65$ à la cote $1^m,60$ soit une montée de $0^m,95$; à la même époque, la Marne à Saint-Dizier passe de la cote $2^m,15$ à la cote $3^m,83$, soit une montée de $1^m,68$; le Grand-Morin à Pommeuse, qui était redescendu à son niveau habituel de $0^m,85$, repasse à la cote $2^m,79$, soit une montée de $1^m,94$: l'Aire et l'Aisne ont des crues considérables.

Du 30 novembre au 1er décembre, l'Yonne à Clamecy éprouve encore une montée de $0^m,53$, mais les autres rivières restent à peu près stationnaires.

Enfin, du 3 au 5 décembre, l'Yonne à Clamecy passe de la cote $0^m,90$ à la cote $1^m,80$ soit une montée de $0^m,90$: la Marne à Saint-Dizier, passe de la cote $2^m,30$ à la cote $3^m,44$ soit une montée de $1^m,14$.

Les rivières redescendent toutes dans le milieu de décembre à leurs niveaux habituels, mais, à la fin du mois, de nouvelles crues se produisent.

Du 21 au 24 décembre, l'Yonne à Clamecy repasse de la cote $0^m,50$ à la cote $1^m,30$, soit une montée de $0^m,80$; du 25 au 28 décembre de la cote $1^m,05$ à la cote $1^m,75$, soit une montée de $0^m,70$; du 31 décembre au 1er janvier, de la cote 1,12 à la cote $1^m,75$, soit une montée de $0^m,63$. Ces trois crues distinctes se retrouvent sur la plupart des rivières du bassin de l'Yonne, ainsi que sur le Grand-Morin. Sur la Marne à Saint-Dizier, elles se réunissent en une seule crue qui du 22 au 28 décembre passe de la cote 1 mètre à la cote $4^m,23$, soit une montée de $3^m,23$.

On peut remarquer combien la marche des crues est différente sur les rivières tranquilles telles que la Seine à Gommeville ou la Seine à Bray, issues des terrains perméables (calcaires oolithiques). Les graphiques joints à ce mémoire montrent que pour ces cours d'eaux la montée est presque continue.

Hauteurs maxima des principales rivières. — La comparaison des maxima des crues des principales rivières avec

ceux des plus grandes crues antérieures résulte du tableau suivant :

DÉSIGNATION des BASSINS ET DES RIVIÈRES.		NIVEAU des submersions.	1836.	1846.	1861.	1866.	1876.	1878.	1882 Novembre et décembre.	Décembre 1881 ou janvier 1882.
		m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
Yonne. .	Yonne à Clamecy.	1,45	5,86	2,90	»	5,15	2,10	»	1,70	1,65
	Brenne à Montbard.	2,20	2,67	»	»	5,52	2,53	2,48	2,70	2,63
	Yonne à Sens.	2,50	4,20	3,44	3,52	4,30	5,40	»	2,90	3,52
Haute Seine.	Barse à la Guillotière.	»	»	»	»	1,68	»	1,85	1,55	1,60
	Seine à Bray.	1,80	2,82	2,90	3,13	2,80	2,85	»	2,85	2,90
Marne. .	Marne à Saint-Dizier.	2,20	»	»	4,00	5,15	3,94	3,16	3,83	4,23
	— à la Chaussée.	2,70	»	»	3,05	2,78	2,95	»	3,03	3,05
	— au Pertuis de Damery. .	3,10	»	»	»	»	4,25	»	4,37	4,46
	— à Chalifert.	3,70	»	»	4,48	2,92	4,42	»	4,51	4,60
	Grand-Morin à Pommeuse. . .	2,45	»	»	2,74	2,90	2,90	»	2,79	2,55
Seine de Montereau à Paris.	Seine à Montereau (p. de Seine).	3,00	4,68	»	4,10	4,68	4,35	»	3,91	4,12
	— à Paris (Austerlitz). . .	»	»	»	»	»	6,69	»	6,12	6,24
	— — (la Tournelle). .	5,00	6,40	»	5,60	5,20	6,50	»	5,84	6,00
	— — (Pont-Royal). . .			»	»	»	7,30	»	6,84	7,00
Aisne et Oise. .	Aisne à Sainte-Menehould (pont des Maures)	»	»	»	»	»	2,50	1,90	2,85	»
	Aisne à Pontavert.	2,50	»	»	3,79	2,85	5,52	»	5,87	3,64
	Oise à Hirson.	1,35	»	6,12	»	»	»	»	2,20	2,20
	— à Venette (près Compiègne).	4,25	»	»	5,55	5,89	5,53	»	6,00	5,88
Seine. . .	Seine à Mantes.	5,26			6,97	6,26	7,69	»	7,54	7,60

A Paris et même déjà à Montereau, les grandes crues de la Seine sont très loin de correspondre à des crues d'égale importance sur tous les affluents. Cette loi, si bien mise en lumière par M. Belgrand, résulte du tableau qui précède : insistons sur quelques détails.

Dans le bassin de l'Yonne, les crues n'ont rien présenté d'exceptionnel; l'Yonne à Clamecy n'a dépassé que dans les derniers jours de décembre le niveau des submersions, après avoir subi des montées successives depuis le 5 novembre. Le maximum de la Brenne à Montbard a été un peu supérieur à celui de 1876, mais inférieur de $0^m,89$ au maximum de 1866 qui représente dans cette région les plus hautes crues connues. Sur l'Yonne, à Sens, maximum inférieur de près d'un mètre à celui de 1866.

La haute Seine en amont du confluent de l'Yonne a éprouvé une crue très élevée et surtout d'une continuité remarquable; la hauteur de la Seine à Bray a atteint $2^m,83$ le 4 décembre 1882 et $2^m,91$ le 2 janvier 1883 après être descendue seulement à $2^m,18$ entre ces deux dates; il est vrai qu'en 1861, on a observé $3^m,13$ à cette échelle, mais cette crue était compliquée d'une débâcle; et d'après des observations faites sur d'autres points de la vallée, MM. les Ingénieurs Pesson et Getten considèrent la crue de 1883 comme la plus forte du siècle. On sait que le bassin de la haute Seine est très perméable et alimenté principalement par des sources : la crue de janvier 1883 donne donc à peu près le maximum de l'effet qu'elles peuvent produire.

De même sur la Marne, les hauteurs observées en 1861 ont été atteintes de nouveau à Saint-Dizier et à la Chaussée. Elles ont été dépassées à Chalifert, station située près de Meaux en aval des principales rivières de la Brie. Cependant le Grand-Morin n'a subi que des crues assez ordinaires, et inférieures à celles de 1866, 1876 et 1880. Les hauteurs de la Marne à Chalifert dépendent en effet sur-

tout de la coïncidence ou de l'écoulement successif des flots de la Marne supérieure et du Grand-Morin.

En aval du confluent de l'Yonne, la Seine à Montereau est restée sensiblement au-dessous des niveaux de 1866 et même de 1876; en aval du confluent de la Marne, et notamment à Paris les niveaux ont été de $0^m,10$ à $0^m,15$ au-dessus du maximum de 1872.

Sur l'Aisne, la crue a été très forte à Sainte-Menehould, on a observé la cote $2^m,85$ qui n'avait pas été atteinte depuis 1872; le maximum à Pontavert a été de $3^m,87$, tandis qu'en 1861 on n'avait eu que $3^m,79$. De même à Soissons la crue de $5^m,43$ au-dessus de l'étiage a dépassé toutes les crues observées depuis 1861 inclusivement.

Sur l'Oise, à Venette, près Compiègne, en aval du confluent de l'Aisne, la crue a atteint 6 mètres, niveau voisin de la hauteur de 1846 ($6^m,12$).

Pour la basse Seine, l'élévation de la crue de l'Oise a rendu la crue relativement plus forte qu'à Paris; dès le mois de décembre 1882, elle a rapproché le niveau de la Seine à Mantes des hauteurs de 1876 qui ont été, à un décimètre près, atteintes en janvier (maximum $7^m,60$ au lieu de $7^m,69$).

Cette reproduction à un mois d'intervalle de crues presque séculaires est heureusement un fait extrêmement rare.

IMPORTANCE DES INONDATIONS DANS LA BASSE SEINE. — Pour la partie de la Seine située en aval du confluent de l'Oise, M. l'Ingénieur en chef de Lagrené a bien voulu nous transmettre de nombreux renseignements résultant de ses observations et de celles de MM. Cameré, Lechalas et Toulon.

Les hauteurs de la plus grande des deux crues de 1882-1883 entre le confluent de l'Oise et Rouen sont données par le tableau suivant :

DÉSIGNATION des POINTS D'OBSERVATION.	ALTITUDES DE L'EAU avant la crue le 5 novembre 1882.	au moment du maximum en décembre 1882 ou en janvier 1883.		ALTITU[illegible] de la crue de mars 18[illegible]
	m.	m.		m.
Écluse de Meulan (amont).. . . .	17,02	22,00	le 6 janvier 1883.. .	22,02
Pont de Mantes.	15,87	20,50	le 7 janvier 1883.. .	20,58
Ecluse de Méricourt.	14,84	19,30	—	»
— de Villez (amont)..	13,37	17,15	—	17,19
Pont de Vernon.	11,72	15,89	le 9 décembre 1882.	15,9[illegible]
Ecluse de la Garenne (amont).. .	10,65	14,55	le 7 janvier 1883. .	14,6[illegible]
Pont des Andelys.	»	13,15	le 10 déc. 1882 et le 8 janvier 1883.	13,25
— de Saint-Pierre du Vauvray. .	»	12,02	le 10 décembre 1882.	11,9[illegible]
Ecluse de Poses (amont)..	7,06	10,02	—	9,[illegible]
Pont de Pont-de-l'Arche..	»	8,74	—	8,[illegible]
Pont métallique d'Elbeuf..	»	7,45	le 11 décembre 1882.	7,[illegible]
Pont d'Oissel.	»	6,31	—	6,0[illegible]

Ces observations montrent que les crues de 1882-1883. inférieures à celles de 1876 jusqu'aux environs de Saint-Pierre du Vauvray, sont devenues un peu supérieures entre Saint-Pierre du Vauvray et Rouen. La différence va en croissant de Pont-de-l'Arche à Oissel ($0^m,27$), puis en décroissant d'Oissel à Rouen. Cette surélévation est due à l'influence de la marée, car pendant les crues l'eau de la mer n'est plus arrêtée au barrage du Martot qui est ouvert : or en 1876 le maximum de la crue n'avait pas coïncidé avec une pleine mer, tandis que cette coïncidence a eu lieu en décembre 1882.

Les surfaces inondées ont été presque les mêmes qu'en 1876. Cependant, elles ont été diminuées dans le département de l'Eure d'environ 500 hectares, parce que la digue de Venables a résisté tandis qu'elle avait été coupée en 1876; elles ont été augmentées dans le département de la Seine-Inférieure d'environ 1 776 hectares (en ne comptant pas la surface des îles, 264 hectares) à cause de la surélévation de la crue de décembre 1882 par rapport à celle de 1876.

On peut donc compter, d'après M. de Lagrené (lit du fleuve et îles non comprises) :

Département de Seine-et-Oise en aval de Paris.	4 721 hect. submergés.	
— de l'Eure, en amont de Rouen.	4 872	—
— Seine-Inférieure, en en amont de Rouen	3 102	—
Total.	12 695 hect. submergés.	

La navigation a subi en tout trente-sept jours d'interruption, d'abord du 27 octobre au 19 novembre, puis du 31 décembre au 13 janvier. Toutefois entre Rouen et Elbeuf, quelques bateaux à vapeur ont pu circuler pendant presque toute la durée des deux crues.

Les dommages aux propriétés riveraines se sont bornés à des submersions lentes, *grâce aux avertissements* préalables donnés par le service hydrométrique : on n'a signalé aucun accident soit aux personnes, soit aux bestiaux, soit aux habitations. La digue de Venables, qui avait été coupée en 1876, a bien résisté. Les digues de Saint-Pierre du Vauvray, de Portejoie et de Poses ont été consolidées et exhaussées avec le secours de cent cinquante hommes de troupe envoyés de Rouen du 7 au 10 décembre ; malgré ces travaux la crue a dépassé leur couronnement vers Poses, mais les eaux se sont déversées lentement sur le talus sans causer de dégâts notables. En ce qui concerne le service de la navigation, les dépôts de vases et de sable dans le chenal et les détériorations des différents ouvrages ont exigé la demande d'un crédit de 296 000 francs pour faire disparaître les traces de la crue entre Poissy et Rouen.

Les vitesses sous les ponts au moment du maximum ont été, d'après M. l'Ingénieur en chef Cameré :

Pont de Vernon (route),	$1^{m},31$	par seconde.
— des Andelys,	$1^{m},36$	—
— de Saint-Pierre,	$1^{m},38$	—

Pont du Manoir, $1^m,84$ par seconde.
— de Pont-de-l'Arche, $2^m,27$ —

§ III. — VITESSE DE PROPAGATION DU MAXIMUM.

La figure 2 de la planche XXVI représentent la propagation du maximum aux stations principales pendant les crues de 1882 et 1883; on a pris pour ordonnées les distances comptées à partir de Mantes, en remontant successivement chaque rivière à partir de son confluent; les abcisses représentent les jours (*).

Ces diagrammes montrent bien que la succession des crues des affluents, qui peut être prévue dans les crues simples d'après leur régime, peut être toute différente dans les crues multiples : ainsi le 7 décembre, le flot de l'Yonne a déterminé le maximum à Paris, lorsque déjà, depuis le 4, la Seine à Bray avait commencé à décroître; aussi la baisse s'est-elle produite de Montereau à Paris immédiatement après le flot de l'Yonne, tandis qu'en temps de crue simple, les eaux de la petite Seine ralentissent la baisse.

Le diagramme établit également que les maxima de la haute Marne et de l'Oise ont été trop tardifs pour avoir de l'influence sur celui de la Seine.

En janvier 1883, au contraire, les maxima des crues torrentielles et tranquilles se produisent à un très court intervalle qui donnent une influence anormale aux eaux de la haute Seine et de la Marne. Du 4 au 5 janvier, à vingt-quatre heures d'intervalle, on a le maximum à Bray et à Sens; il n'est séparé que par un intervalle de seize heures du 5 au 6 janvier à Chalifert et à Montereau,

(*) Sur les rivières navigables, les distances sont exactes, étant extraites du *Manuel officiel des distances;* sur les rivières non navigables, elles sont [illegible] ement approximatives.

mais la crue de l'Oise est passée plusieurs jours avant celle de la Seine.

Quant aux vitesses absolues de propagation, on peut les déduire graphiquement du diagramme, mais il faut avoir soin de ne pas compter les sections soumises au remous d'un affluent.

M. Getten a observé en janvier 1883 une vitesse moyenne de 1 kilomètre à l'heure de Conflans-sur-Seine (près Romilly dans le département de l'Aube) à la Grande-Bosse (4^k,5 en aval de Bray dans le département de Seine-et-Marne) (*). Entre Paris et Mantes la vitesse du maximum de décembre a été en moyenne de 4^k,6, chiffre élevé, dû à l'influence de l'Oise; en janvier la vitesse s'est abaissée à 2^k,10, chiffre plus voisin de la moyenne de 3 kilomètres qui résulte des observations faites en 1876 de Paris à Rouen.

En considérant l'ensemble du bassin, le maximum de Clamecy s'est propagé jusqu'à Mantes en 4, 5 à 5 jours, franchissant une distance de 385 kilomètres avec une vitesse moyenne de 7^k,7 à 8^k,5. On compte en effet d'ordinaire quatre jours entiers pour le temps disponible en vue des avertissements quand il s'agit de la Seine à Mantes. Les variations dans la vitesse de propagation du maximum aux abords des confluents correspondent à des différences très sensibles dans la pente du maximum (**), suivant que l'intensité relative de la crue est prédominante sur l'un des affluents. M. Lavollée a mis très nettement ce fait en évidence pour la Seine en amont du confluent de la Marne et il a montré par la comparaison des crues de 1866 et de

(*) M. Lavollée a constaté que le maximum s'était propagé entre Montereau et Paris en 11 heures en décembre et en 17 heures en janvier, c'est-à-dire avec des vitesses respectives de 9^k,2 et 6 kilomètres; il admet que les crues ordinaires ont des vitesses moindres, soit 4 kilomètres quand les barrages sont levés et 5 kilomètres quand ils sont abattus.

(**) Nous appelons ainsi la pente de la ligne qui relie les hauteurs maxima observées pendant la même crue aux différentes échelles.

1883 que le remous de la Marne peut s'étendre à peu de distance de Corbeil, lorsque la crue de la Marne est beaucoup plus forte que celle de la Seine. Ainsi on a observé pour les altitudes :

	1866.	1883.	DIFFÉRENCE +	DIFFÉRENCE −
	m.	m.	m.	m.
Seine à Courbeton, près Montereau.. . .	51,01	50,02	0,99	»
Marne à Chalifert..	41,21	42,89	»	1,68
Seine à Melun (échelle du barrage).. . .	41,65	40,79	0,86	»
— à Corbeil (échelle en amont du pont)	36,65	36,13	0,52	»
— Écluse d'Evry..	35,72	35,17	0,55	»
— — d'Ablon.	33,91	33,79	0,12	»
— — de Port-à-l'Anglais..	32,44	33,03	»	0,59
Confluent de la Marne..	32,14	32,94	»	0,80

Dans la basse Seine, les observations directes faites par M. l'Ingénieur en chef Cameré pour les vitesses de propagation du maximum entre Villez et Poses donnent en moyenne comme en 1876 des nombres voisins de 3 kilomètres à l'heure.

§ IV. — DÉBITS DES RIVIÈRES AU MOMENT DES GRANDES CRUES DE 1882-1883.

Des déterminations de débit ont été faites sur plusieurs de nos grandes rivières au moment des crues de décembre 1882 et de janvier 1883. Nous croyons utile de les rapporter ici, en en laissant tout le mérite aux Ingénieurs qui ont bien voulu nous les communiquer.

HAUTE SEINE. — Des jaugeages ont été faits par M. Getten pour la Seine en amont du confluent de l'Yonne; ils ont d'autant plus d'intérêt que cet Ingénieur considère la crue de 1883 comme la plus forte du siècle dans cette partie du bassin.

Il a obtenu : à Conflans-sur-Seine 405 mètres cubes, à Nogent-sur-Seine 420 mètres cubes, à Bray-sur-Seine 430 mètres cubes.

Seine entre les confluents de l'Yonne et de la Marne.— M. l'Ingénieur Lavollée a mesuré à Corbeil les vitesses superficielles dans un profil resserré entre deux murs de quais, et a admis que les vitesses moyennes étaient égales à 80 p. 100 des vitesses superficielles. Il a ainsi obtenu, le 7 décembre 1882, pour une hauteur de $3^m,90$ à l'aval du pont de Corbeil, 1 073 mètres cubes ; le 4 janvier 1883 pour une hauteur de $4^m,30$, un débit de 1263 mètres cubes. La formule donnée par M. l'Ingénieur en chef Boulé, d'après les observations multipliées faites de 1857 à 1876, dans laquelle le débit Q est évalué en fonction de la hauteur h au pont de Corbeil, donnerait des résultats presque égaux, 1 074 mètres cubes et 1 257 mètres cubes :

$$Q = 40 + 90\,h + 45\,h^2.$$

Seine a Paris. — Dans l'intérieur de Paris, M. l'Ingénieur Pérouse a fait une détermination de débit au moyen de flotteurs, au pont des Invalides, le jour même du maximum de la seconde crue, le 5 janvier 1883 ; la cote au pont d'Austerlitz était $6^m,24$ et au pont de la Tournelle 6 mètres ; le débit observé a été de 1 504 mètres cubes, ce qui s'accorde avec le tableau de M. Poirée. Le 10 décembre 1882, pendant la décroissance de la seconde crue, on avait trouvé de même 1262 mètres cubes, la cote à l'échelle de la Tournelle étant $5^m,33$.

Seine en aval de Paris. — En aval de Paris, des jaugeages ont été faits à Suresnes (M. Nicou) et à Bezons (M. de Préaudeau) ; mais tandis que les premiers ont donné pour le maximum de décembre 1 695 mètres cubes (*) et pour celui

(*) M. Nicou fait remarquer que l'observation a été faite par un grand vent, ce qui a pu augmenter la vitesse des flotteurs.

de janvier 1 609 mètres cubes, le second fait les 8 et 9 décembre au moment du maximum n'a donné que 1 445 mètres cubes; la hauteur correspondante à l'échelle du pont de la Tournelle était de $5^m,85$ et le tableau des débits de M. Poirée (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1877, 1er semestre, p. 458) donnerait 1 450 mètres cubes. Il est possible que les derniers chiffres soient trop faibles et que le débit entre Paris et le confluent de l'Oise ait dépassé 1 500 mètres cubes; cependant nous rappellerons qu'en 1876, MM. Vaudrey et Brosselin ont trouvé par expérience un débit concordant exactement avec le tableau de M. Poirée.

Seine en aval du confluent de l'Oise. — En aval du confluent de l'Oise, le débit de la Seine a été déterminé en différents points sous la direction de M. l'Ingénieur en chef de Lagrené par les soins de MM. Caméré, Toulon et Lechalas. On observait, au moyen de flotteurs, la vitesse de la surface, puis on passait à la vitesse moyenne au moyen du coefficient de réduction habituel 0,80 ; dans l'arrondissement de M. Lechalas, les vitesses ont été mesurées avec le tube de Darcy; enfin à Méricourt et à Elbeuf, on a employé concurremment un instrument nouveau que M. de Lagrené désigne sous le nom de *rhéomètre* et les résultats ainsi obtenus se sont trouvés d'accord avec ceux des autres procédés.

EMPLACEMENTS des profils.	DATES des observations.	COTE DU JOUR à l'échelle de Mantes.	DÉBIT par seconde observé.
		m. c.	mètres cubes
Meulan, au-dessous de l'écluse.	9 décembre 1882..	7,54	2228
Rolleboise, à 10 kilomètres en aval de Mantes........	9 décembre 1882..	7,54	2117
	10 décembre 1882.	7,48	2155
	6 janvier 1883...	7,56	2201
Méricourt, à 12 kilomètres en aval de Mantes........	9 décembre 1882..	7,54	2203
	6 janvier 1883...	7,56	2123
Amont de l'écluse de Port Villez, à 35 kilomètres en aval de Mantes........	9 décembre 1882..	7,54	2149
	7 janvier 1883...	7,60	2141
En aval de l'écluse de la Garenne, à 53 kilomètres en aval de Mantes........	8 et 12 déc. 1882.	7,54	2363
	7 janvier 1883...	7,60	2240
En amont de l'écluse de Poses, à 92 kilomètres en aval de Mantes............	10 décembre 1882.	7,50	2246
Entre Elbeuf et Orival, à 112 kilomètres en aval de Mantes après le confluent de l'Eure.	11 décembre 1882.	7,37	2483

Entre Elbeuf et Orival, l'observation coïncide avec le maximum en ce point, car il s'est produit deux jours après celui de Mantes. Une remarque analogue s'applique aux observations de Poses et de la Garenne.

Ces divers jaugeages s'accordent bien entre eux, ainsi qu'avec ceux qui avaient été fait en 1876. Ainsi, en prenant la moyenne des observations du 9 décembre 1882 dans les points les plus voisins de Mantes, Meulan, Rolleboise, Méricourt et Port-Villez on a un débit de 2174 mètres cubes correspondant à la cote maximum $7^m,54$ de l'échelle du pont de Mantes.

Or en 1876 le débit trouvé pour le maximum avait été de 2250 mètres cubes correspondent à la cote $7^m,67$.

M. l'Ingénieur Toulon a remarqué qu'au-dessus de la cote 4 mètres à l'échelle de Mantes, la courbe des débits en fonction des hauteurs à cette échelle s'écarte très peu d'une ligne droite, ce qui fait penser que les surfaces riveraines inondées servent peu à l'écoulement des crues : elles ne font qu'emmagasiner les eaux et réduire la hauteur de la crue.

Aisne supérieure. — M. Le Fèvre, conducteur principal faisant fonctions d'ingénieur à Rethel a fait, au moyen de flotteurs, des déterminations de débit, le 2 décembre 1882, à Semuy près de la jonction de la rivière d'Aisne avec le canal des Ardennes; il a trouvé 216 mètres cubes.

§ V. — ANNONCES DES CRUES.

L'annonce numérique des grandes crues de l'hiver 1882-1883 a été faite régulièrement pour la Seine et ses principaux affluents par les soins du service hydrométrique central. On sait que ces avertissements ont été installés dès 1854 par M. Belgrand pour la Seine à Paris, et à partir de 1872 par MM. Belgrand et Lemoine, pour l'Aisne, l'Oise, la Marne et la Seine en amont du confluent de la Marne. Cette organisation est donc complète. Les dernières crues, de même que celle de 1876, en ont justifié une fois de plus les principes généraux, tout en apportant pour les détails de l'application d'utiles enseignements.

Les diagrammes des figures de la planche XXVI permettent de comparer, pour les principales stations, les prévisions faites par le service hydrométrique aux hauteurs réellement observées : les prévisions sont représentées par un trait *fin*, et les hauteurs observées par un trait *fort :* chacun des nombres étant inscrit à la date où il a été publié pour les prévisions ou observé pour les hauteurs réelles, on peut se rendre compte du temps que les intéressés ont eu à leur disposition pour prendre les précautions nécessaires. Le jour où le maximum paraît devoir se produire est annoncé sur chaque bulletin d'avertissement. On cherche toujours à exagérer un peu, plutôt qu'à atténuer les prévisions. Il convient d'ailleurs que les intéressés soient prévenus le plus tôt possible des chances d'inonda-[illegible] mais, dans de semblables avertissements, ce qu'on [illegible]agner comme temps, on le perd toujours en précision.

La montée étant le résultat de crues successives des affluents torrentiels, a été annoncée progressivement, à mesure que ces crues se produisaient. Ainsi pour la Seine à Paris, du 9 novembre au 6 décembre 1882 on a envoyé *dix* bulletins tant d'annonce que de confirmation, il y en a eu *huit* du 23 décembre 1882 au 4 janvier 1883.

Seine a Paris et a Mantes. — Pour la Seine à Mantes, c'est-à-dire pour la région où les submersions sont de beaucoup les plus étendues, les annonces ont été très satisfaisantes : les dernières prévisions indiquaient dès le 26 novembre la cote $7^m,70$, le maximum réalisé le 8 décembre a été $7^m,54$. Le 5 janvier 1883 on a annoncé $7^m,70$; le maximum réalisé le 7 janvier a été $7^m,60$.

Pour la Seine à Paris, la dernière annonce a été trop forte pour la crue de décembre, à cause d'une erreur commise simultanément dans les prévisions de la Marne inférieure et de la Seine à Montereau par suite de l'influence signalée plus haut de la coïncidence des flots : on a indiqué $6^m,70$ au lieu de $6^m,12$; en janvier 1883 on a prévu, mais seulement la veille, $6^m,25$ au lieu de $6^m,24$.

La règle suivie pour l'annonce des crues de la Seine à Paris est toujours celle qu'a indiquée M. Belgrand dès 1854. La Seine étant étale ou croissante, la montée à Paris (pont d'Austerlitz) est le double de la moyenne des montées observées sur les huit rivières suivantes : Yonne à Clamecy, Cousin à Avallon, Armançon à Aisy, Marne à Chaumont, Marne à Saint-Dizier, Aisne à Sainte-Menehould (pont des Bois), Aire à Vraincourt (près Clermont-en-Argonne), Saulx à Vitry-le-Brûlé. La montée à Paris peut encore se calculer d'une manière approchée en prenant le double de la moyenne des montées observées sur les sept rivières suivantes : Yonne à Clamecy, Cousin à Avallon, Armançon à Aisy, Marne à Chaumont, Marne à Saint-Dizier, Aire à Vraincourt, Grand-Morin à Pommeuse (près Coulommiers) ; cette seconde règle l'avantage de tenir compte directement de l'influence du

Grand-Morin, et il est utile de comparer le résultat numérique auquel elle conduit avec celui de la première règle.

Quoique ce mode de calcul paraisse simple à effectuer, et quoiqu'il soit vérifié par le plus grand nombre des crues observées, il ne doit être appliqué qu'avec prudence et exige quelquefois des corrections : lorsque les petites crues des affluents torrentiels ne sont pas complètement distinctes, on peut hésiter si l'on doit compter dans le calcul la somme des montées partielles ou la montée totale. Plusieurs de ces circonstances ont rendu les prévisions difficiles dans les crues dont il s'agit ici; une autre complication est venue de l'influence de la haute Seine qui, à cause de ses allures tranquilles, n'intervient que très rarement dans la production du maximum et qui l'a légèrement surélevé en janvier.

Les prévisions de la Seine à Mantes se déduisent très simplement de celles de la Seine à Paris : car dans les crues ordinaires la montée est, en général, la même aux deux échelles; l'influence de l'Oise peut seulement produire à Mantes une surélévation de quelques décimètres, lorsque la montée de l'Oise près de Compiègne est plus forte que celle de Paris. Dans les crues de 1882-1883, les montées ont été notablement moindres à Mantes qu'à Paris ; mais en comparant attentivement les deux échelles, on a pu rendre les prévisions pour Mantes très exactes.

Seine a Montereau (*). — Pour la Seine à Montereau, la crue de décembre a été bien annoncée dans sa première partie, mais la dernière prévision a été très exagérée : $4^m,35$ au lieu de $3^m,74$. En janvier 1883, l'annonce a été satisfaisante : $4^m,10$ au lieu de $3^m,99$. Il est utile de faire remarquer les causes de ces différences.

Les règles ordinaires du service hydrométrique donnent à prévoir des montées égales à Sens et à Montereau; ell[e]

(*) Il y a à Montereau deux échelles très voisines, l'une au pont de Seine, l'autre au pont de l'Yonne : les deux cotes diffèrent de $0^m,15$ environ. L[es] observations et les annonces dont il est question ici se rapportent au pont [de] l'Yonne.

négligent ainsi l'influence de la petite Seine parce qu'elle est toujours en retard, étant surtout alimentée par des eaux de source, et ne fait ainsi ordinairement que soutenir le maximum.

Or, du 30 novembre au 4 décembre 1882, l'Yonne avait été franchement en baisse tandis que la Seine à Montereau, soutenue par les eaux de la petite Seine, avait à peine baissé; une nouvelle crue de l'Yonne supérieure survenant alors, il en est résulté du 3 au 7 décembre une montée de $0^m,90$ à Sens et de $0^m,25$ seulement à Montereau.

En janvier 1883, au contraire, en prenant l'ensemble de la crue, la montée a été plus forte ($2^m,09$) à Montereau qu'à Sens ($1^m,92$). L'influence de la crue de la petite Seine qui avait atteint $2^m,90$ à Bray a augmenté la montée à Montereau. Les cas les plus douteux pour l'annonce des crues sont ceux où, dans les crues multiples, la coïncidence des maxima des affluents torrentiels et tranquilles ne permet pas de négliger ces derniers dans les règles à employer.

Marne au pertuis de Damery (près Épernay). — Ici, les prévisions ont été satisfaisantes : on a prévu le 27 novembre $4^m,30$ et le maximum $4^m,37$ s'est réalisé le 29; le 29 décembre on a prévu $4^m.40$ et le maximum $4^m,46$ s'est réalisé le 31.

Ces résultats n'ont pu être obtenus cependant que par tâtonnements et à la suite de l'examen détaillé des phénomènes survenus en amont; les règles d'annonces établies jusqu'ici pour les crues ordinaires ne s'appliquent pas bien aux grandes crues d'inondation, où les montées sont modifiées par la grande étendue des submersions dans les plaines de Champagne. Seulement, comme le maximum est dans ce cas atteint à la Chaussée deux ou trois jours avant [Da]mery, on peut prévoir la cote probable au pertuis de [D]amery par comparaison, au moyen de la relation *ordi[na]ire* (*) qui s'établit entre les échelles :

(*) Cette relation ne s'appliquerait pas au cas, d'ailleurs très rare, d'une

	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.	m.
La Chaussée	2,80	2,90	3,00	3,05	3,10	3,15	3,20	3,25
Pertuis de Damery	3,80	4,05	4,29	4,35	4,41	4,47	4,54	4,62

M. l'Inspecteur général Guillemain a rattaché, par la règle suivante, les crues de la Marne au pertuis de Damery à celles de la Marne à Saint-Dizier et de l'Ornain à Fains. En appelant D la hauteur absolue à l'échelle du pertuis de Damery, S-D la hauteur à Saint-Dizier (échelle de la Valotte), F la hauteur de l'Ornain à Fains, β un coefficient de correction, on aurait :

(1) $D = (S\text{-}D - 0{,}40 + 0{,}60\ F) \times$ coefficient β ;

β varie de 1,35 à 0,90 suivant que la quantité entre parenthèses varie elle-même de 2,92 à 4,64.

Cette règle s'est bien vérifiée pendant les dernières crues, puisqu'on a eu :

	12 NOV. 1882.	27 NOV. 1882.	7 DÉC. 1883.	30 DÉC. 1883.
Hauteurs observées..	3,81	4,37	4,04	4,46
— calculées.. d'après la formule (1)	3,66	4,22	4,06	4,30

On pourrait donc employer utilement cette règle comme moyen de contrôle dans les grandes crues. Cependant son maniement est un peu moins commode que l'emploi de nos règles ordinaires; il convient d'ailleurs de comparer les montées plutôt que les hauteurs absolues, dans le cas très fréquent des crues multiples où les affluents éprouvent plusieurs montées distinctes et successives.

MARNE A CHALIFERT (PRÈS MEAUX). — Les annonces des crues de la Marne en aval du Grand-Morin sont les plus difficiles de toutes, parce que tout dépend de la coïncid[ence]

---

grande crue d'été dans laquelle le flot torrentiel s'étale très sensiblement [dans] la traversée de la Champagne, faute d'être soutenu comme il l'est en hiver par les eaux de sources.

des flots de la Marne supérieure et du Grand-Morin. Cette petite rivière, ainsi que les autres cours d'eau voisins de la Brie, peut d'ailleurs avoir une influence très sérieuse à la suite d'une humidité prolongée, dès que la nappe des meulières qui repose sur des argiles imperméables se trouve saturée par les pluies. Comme le Grand-Morin n'a qu'une longueur très restreinte et qu'il se trouve presque aux portes de Paris, son influence est extrêmement brusque. On a ainsi pour la Marne inférieure deux genres de crues très distinctes : les unes dues uniquement à la Marne supérieure et se propageant très lentement, les autres dues à la fois à la Marne supérieure et au Grand-Morin, dont les allures sont beaucoup plus irrégulières et dans lesquelles le maximum comme la montée elle-même peuvent se produire très brusquement.

Nous tenons compte, en général, de l'influence de la Marne supérieure en admettant que, lorsque le Grand-Morin est complètement stationnaire, la montée à Chalifert est les 0,6 de la montée au pertuis de Damery. Quand la Marne au pertuis de Damery est étale et que le Grand-Morin à Pommeuse (près Coulommiers) est en crue, la montée à Chalifert est à peu près les 0,65 de la montée à Pommeuse. Lorsque la Marne supérieure et le Grand-Morin sont ensemble en crue, le résultat est en général intermédiaire, car il dépend de la coïncidence des deux flots, et les prévisions deviennent très délicates.

Dans la crue de décembre 1882, une montée de $1^m,70$ du Grand-Morin a été presque entièrement absorbée à Chalifert par le commencement du rabais de la Marne supérieure. Au contraire, en janvier 1883, une montée de $0^m,90$ du Grand-Morin à Pommeuse, survenant le lendemain du maximum de Damery, a eu une influence certaine sur le maximum de Chalifert.

Dès le 27 novembre, on a pu annoncer la cote $4^m,50$ à Chalifert, comme devant se produire plusieurs jours après :

du 2 au 3 décembre, la rivière atteignait $4^m,51$. Le 4 décembre, une très forte crue s'étant produite sur le Grand-Morin, on a annoncé un surcroît qui devait correspondre à la cote $4^m,90$ à Chalifert et qui ne s'est pas réalisé.

En janvier 1883, en présence d'une crue semblable du Grand-Morin, et d'une montée déjà presque réalisée à Chalifert, on a, en toute hâte, annoncé la cote $4^m,60$ pour Chalifert : le maximum réel a été de $4^m,58$ le lendemain matin; si tardif qu'il ait été, cet avertissement a suffi pour prévenir en temps utile tous les riverains de la Marne situés dans la banlieue de Paris, car il faut environ un jour au flot de la Marne pour aller du confluent du Grand-Morin au confluent de la Seine près Paris.

M. l'Inspecteur général Guillemain a cherché à résoudre le même problème en établissant une relation entre les crues de la Marne à Meaux (*) et les hauteurs correspondantes à Damery sur la Marne et à Couilly sur le Grand-Morin.

Si D est la hauteur au pertuis de Damery, μ la hauteur moyenne à Couilly pendant les trois jours qui précèdent le maximum de Damery, la valeur M de la hauteur à l'échelle de Meaux sera :

$$(2) \qquad M = D \times \text{coeff. } \delta + 0,44\,(\mu - 1,20) + 0,07,$$

δ est un coefficient de correction variable d'après le tableau suivant :

Hauteur de la Marne au Pertuis de Damery. . .	3,80	4,00	4,20	4,30	4,40
Coefficient δ.	0,90	1,00	1,10	1,12	1,14

Cette formule donne des résultats satisfaisants, mais à la condition de corriger, même après le maximum de Da-

(*) A Meaux, la Marne subit déjà l'influence de certains cours d'eau de la Brie, le Surmelin, le Petit-Morin, etc.

mery, la valeur de μ d'après les variations qui surviennent dans les hauteurs d'eau du Grand-Morin. Avec cette correction on aurait eu :

	2 DÉC. 1882.	11 DÉC. 1882.	3 JANV. 1883.
Cotes observées à Meaux.	5,30	4,54	5,43
— calculées. . . . . d'après la formule (2)	5,35	4,42	5,45

Mais les coefficients, calculés seulement au moyen d'un petit nombre de crues, pourraient donner dans d'autres cas des résultats moins concordants. D'ailleurs, comme Couilly est très près du confluent du Grand-Morin, il faudrait, pour faire les prévisions à temps, transformer les indications de cette échelle en celles d'une autre située plus en amont.

AISNE A PONTAVERT. — Sur l'Aisne, à Pontavert, on a annoncé : le 14 décembre, la cote 4^m,10 au lieu de 3^m,64 réalisés le 17; le 25 novembre, 4 mètres au lieu de 3^m,87 réalisés le 28; le 26 décembre, 3^m,70 au lieu de 3^m,62 réalisés le 30.

A Pontavert, de même que pour la Marne à Damery, l'étendue des submersions modifie les règles d'annonce établies pour les crues ordinaires. Les cotes supérieures à 3^m,40 ne peuvent guère s'annoncer que par comparaison avec des crues analogues; c'est parce que l'on a opéré ainsi pour la dernière crue que l'annonce du 26 décembre a très bien réussi.

OISE A VENETTE (PRÈS COMPIÈGNE). — Pour l'Oise, à Venette, on a annoncé, le 30 novembre, la cote 6^m,05 au lieu de 6 mètres réalisés le 2 décembre; le 31 décembre, 6 mètres au lieu de 5^m,88 réalisés les 1-2 janvier.

La règle habituellement employée pour calculer la montée de l'Oise à Venette consiste à ajouter les 0,4 de la

montée de l'Aisne à Sainte-Menehould (*) (pont des Bois), les 0,2 de la montée de l'Aire à Vraincourt (près Clermont-en-Argonne), et les 0,5 de la montée de l'Oise à Hirson (Aisne).

Cette formule se vérifie pour la plupart des crues ordinaires, mais pour les très grandes crues, elle peut donner, d'après l'expérience qui vient d'en être faite, des résultats un peu faibles. Il ne faudrait pas remplacer dans cette formule les éléments qui représentent l'influence de l'Aisne par la montée à Pontavert, car nous avons fait remarquer qu'en grandes crues l'Aisne à Pontavert monte moins et l'Oise à Venette monte plus que dans les crues ordinaires auxquelles s'appliquent le mieux les règles d'annonces.

Lorsque, comme il arrive assez souvent, les grandes crues sont surtout alimentées par l'Aisne, sans qu'il y ait eu de montées supérieures à $2^m,20$ sur l'Oise supérieure à Hirson, les hauteurs à Pontavert et à Venette paraissent liées par la relation suivante :

Hauteurs aux éch.	de l'Aisne à Pontavert. . . .	3, 50	3, 60	3, 70	3, 80	3, 90	4, 00
	de l'Oise à Venette.	5, 50	5, 63	5, 75	5, 84	6, 00	6, 12

mais il ne faut s'en servir qu'avec réserve dans le cas de fortes crues de l'Oise supérieure.

§ VI. — TRANSMISSION ET DIFFUSION DES AVERTISSEMENTS.

Les services d'annonce des crues fondés par M. Belgra dans le bassin de la Seine avaient pour objet la transmis des prévisions numériques à tous les ingénieurs riverai elle ne s'étendait qu'aux intéressés qui en avaient fait

(*) Ce qui correspond aux 0,28 de la montée à l'échelle du pont des à Sainte-Menehould, car cette dernière montée est en général les 0,7 de celle l'échelle du pont des Bois qui autrefois était seule observée, quoique assez placée.

demande. Les communes menacées par les inondations n'étaient prévenues que par l'intermédiaire des agents des Ponts et Chaussées, et principalement par ceux de la navigation.

M. Belgrand avait évité de donner un caractère officiel et réglementaire à ces transmissions, afin qu'elles fussent subordonnées aux résultats de l'étude technique et scientifique; il pensait que cette étude, suffisamment prolongée, était la base nécessaire de l'organisation administrative du service hydrométrique du bassin de la Seine. M. Lalanne, qui a succédé à M. Belgrand (1878-1881), assurant le maintien de son œuvre, en a conservé intactes les traditions.

Pendant que se poursuivaient, d'après le programme arrêté dès 1854, les études hydrologiques du bassin de la Seine, l'Administration des Travaux Publics avait réglementé minutieusement, sur les propositions de M. Gros, le service hydrométrique et de l'annonce des crues dans le bassin de la Garonne. Ces dispositions avaient été étendues en principe, par une circulaire ministérielle du 7 août 1879, à tous nos grands bassins français. L'Administration n'a pas cru devoir laisser le bassin de la Seine en dehors de cette organisation générale.

En 1881 et 1882, sur la proposition de M. l'Inspecteur général Lefébure de Fourcy, directeur du service hydrométrique du bassin de la Seine et président de la commission d'annonce des crues, il a été décidé qu'il y avait lieu d'étendre les résultats déjà obtenus en fait par les études successives de MM. Belgrand et G. Lemoine de manière à en faire profiter régulièrement les populations menacées par l'approche des inondations. Le service hydrométrique central du bassin de la Seine a dû préparer, de concert avec les Ingénieurs en chef des différents services intéressés, une série de règlements analogues de forme à ceux qui ont été adoptés pour les bassins de la Garonne, de l'Adour, de la Saône et des rivières du nord de la France, et qui ont pour objet de fixer le concours demandé pour les transmissions aux préfets,

sous-préfets et maires, de manière à prévenir de l'approche des inondations toutes les communes riveraines sérieusement intéressées.

Nous avons mis tous nos soins à ce que cette organisation, nouvelle quant à la forme, laissât absolument intacte, quant au fond, l'œuvre de M. Belgrand.

D'après la réglementation qui s'achève en ce moment, le service hydrométrique central du bassin de la Seine envoie directement ses annonces à ses correspondants ordinaires comme par le passé lorsqu'il s'agit seulement de petites crues n'intéressant que la navigation, la batellerie et les travaux en rivière. Mais dès que les submersions sont à craindre, les annonces sont en outre envoyées à un certain nombre de fonctionnaires de l'ordre administratif, préfets et sous-préfets, qui sont chargés de la diffusion des avertissements aux populations riveraines, conformément à des règlements départementaux approuvés par les deux Ministres de l'Intérieur et des Travaux Publics.

Cette organisation officielle a été soumise à une première expérience pendant les crues de l'hiver 1882-1883 parce qu'une partie des règlements à l'étude étaient déjà en vigueur, notamment pour la Seine en aval de Paris. C'est surtout dans cette région qu'une diffusion plus complète de nos avertissements peut avoir une utilité sérieuse, car les étendues submersibles y sont très grandes et la prévision peut se faire de *quatre à cinq* jours avant que l'inondation ne se réalise.

De nombreuses demandes ont été produites depuis les inondations, surtout dans la banlieue de Paris, pour obtenir l'extension des avertissements envoyés *directement* par le service hydrométrique central.

Il importe de remarquer que la tâche du bureau central, augmentée sous certains rapports par les règlements approuvés, ne pourrait être accrue davantage ni quant au nombre des prévisions, ni quant au nombre des transmis-

sions à faire pour chaque échelle. Pendant la première crue du 9 novembre au 8 décembre 1882, sans tenir compte du double travail qui résulte de la confirmation par bulletins postaux des annonces télégraphiques, il a été expédié :

Au-dessous du niveau des submersions.		2 597	bulletins.
Au-dessus —	—	2 533	—
	Total.	5 130	—

Il a fallu tout le dévouement de MM. Monnot et Jougla, conducteurs attachés au service hydrométrique, pour suffire à cette tâche, qui s'est renouvelée à partir de la fin de décembre.

Ces chiffres, qui s'étendront peut-être lorsque l'organisation actuelle sera encore mieux connue, montrent l'utilité de la constitution de quelques services locaux d'annonces de crues destinés à améliorer le service d'avertissements pour la partie supérieure des affluents de la Seine et à diminuer l'encombrement du bureau central. Ces avertissements locaux seront confiés désormais pour l'Yonne aux Ingénieurs d'Auxerre et de Sens, pour la petite Seine à l'Ingénieur de Nogent, pour la Marne supérieure à l'Ingénieur de Châlons, pour l'Aisne dans le département des Ardennes à l'Ingénieur de Rethel, pour l'Oise supérieure à des agents en résidence à Origny-Sainte-Benoîte et à Fargnies.

Les résultats obtenus jusqu'ici pour l'annonce des crues de la Seine et de ses principaux affluents appellent encore différents progrès à réaliser. Tels qu'ils sont, ils ont une utilité incontestée et peuvent être imités ailleurs. Mais il est nécessaire d'insister sur ce que ces prévisions numériques pour les crues des rivières ne peuvent s'établir qu'à la suite d'une longue série d'observations organisées avec méthode. Les très grandes crues ne se reproduisent qu'à de longs intervalles et souvent avec une forme et dans des conditions différentes ; chacune d'elles apporte son ensei-

gnement, qui est la base de la prévision des crues ultérieures.

L'étude persévérante et approfondie de l'influence qu'exerce sur ces grands phénomènes chacune des circonstances si variables au milieu desquelles ils se produisent, permet, au moment du danger, d'en apprécier rapidement, d'en prévoir à l'avance, et souvent d'en prévenir ou d'en atténuer du moins les redoutables effets.

Paris, le 18 juillet 1883.

CHRONIQUE.

(Septembre 1883)

N° 51

EXAMEN CRITIQUE DES SYSTÈMES D'EXÉCUTION

APPLIQUÉS A LA

CONSTRUCTION RAPIDE DES GRANDS TUNNELS

M. Bridel, Ingénieur en Chef de la Construction des Chemins de fer du Gothard, a publié récemment un intéressant travail sur l'importante question du percement des grands souterrains.

L'objet de cette étude était de rechercher si la galerie d'avancement, dans l'exécution d'un grand souterrain, doit être percée en calotte ou au niveau de la plateforme, et quel est celui de ces deux systèmes qui permet de réaliser la marche la plus rapide.

Au mont Cenis, le souterrain a été livré 9 mois après la rencontre des deux galeries. La galerie était ouverte à la base.

Au Gothard, il a fallu 22 mois après la jonction des deux galeries percées en calotte, pour permettre le passage des trains.

A l'Arlberg, l'avancement du battage au large suit l'avancement en galerie, pratiqué au niveau de la plateforme, à la même distance qu'au mont Cenis.

L'efficacité du système de construction par galerie à la base n'est donc pas douteuse. Il importe cependant de savoir si les résultats moins favorables, obtenus au Gothard, doivent être attribués au système d'exploitation par galerie en calotte, ou à d'autres causes.

M. Bridel compare les deux modes d'exécution aux trois points de vue suivants :

1° Influence du système adopté sur la rapidité que l'on peut obtenir pour l'achèvement des parties du tunnel dans lesquelles la galerie est percée ;

2° Influence de ce système sur les difficultés à vaincre lorsqu'on traverse de mauvais terrains ;

3° Influence sur les frais de construction.

I.

INFLUENCE DU SYSTÈME ADOPTÉ SUR LA RAPIDITÉ DE L'ACHÈVEMENT.

Lorsqu'un souterrain est percé sans le secours des machines et que le terrain n'exerce pas de fortes pressions, le percement de la galerie en calotte est avantageux : le battage au large et l'exécution des maçonneries suivent à faible distance.

Mais dès que l'emploi des machines perforatrices permet de réaliser des avancements de 4 à 8 fois plus rapides que ceux que peut donner le travail manuel, le cube à déblayer sur un seul point d'attaque devient trop considérable. Employât-on même la perforation mécanique, le déblai et le transport seraient impossibles.

A l'Arlberg, où comme nous l'avons dit, la galerie d'avancement est ouverte à la base et où l'on réalise des avancements qui ont atteint (côté Est) jusqu'à 193 mètres par mois, on perce, de distance en distance, des cheminées au ciel de la galerie, puis, au sommet de celles-ci et dans les deux directions, une petite galerie en calotte. On procède ensuite aux abattages latéraux. Les maçonneries suivent. Et l'on multiplie ainsi les chantiers isolés avec une avance de 700 à 900 mètres de la galerie sur l'achèvement à pleine section.

Au mont Cenis, au lieu de percer des cheminées comme à l'Arlberg, on avait ouvert une nouvelle galerie atteignant le ciel de la calotte en deux étages. On économisait sur l'exécution des cheminées, mais on dépensait davantage en boisages.

Au tunnel de Laveno (2935 mètres), on perça la galerie de base en 368 jours. En même temps, on ouvrit une galerie en calotte, qui fut achevée 2 mois après la première. Des entonnoirs réunissaient les deux galeries. Le battage au large et la maçonnerie suivaient. Le souterrain a été livré 16 *mois* 1/2 après le commencement des travaux.

Le système suivi au Gothard est celui de la galerie en calotte. Il a subi diverses modifications qui ont consisté dans l'établissement, à des niveaux variables, de la voie servant aux transports. Des plans inclinés, ménagés de distance en distance, servaient à

raccorder la voie de la galerie avec la voie du chantier de battage au large, placée en arrière. Le déplacement de ces rampes étaient long et gênant. On essaya d'y substituer des élévateurs hydrauliques, d'un déplacement plus facile, mais ces appareils se dérangeant fréquemment, on dut y renoncer.

Les rampes ne se déplaçaient qu'à de grands intervalles, d'une manière très irrégulière, alors qu'elles auraient dû, suivant un plan régulier, être déplacées tous les 500 mètres au plus.

M. Bridel établit le programme des travaux d'un tunnel, avec galerie en calotte, en admettant un avancement mensuel de 150 mètres et en supposant, comme il convient, que la galerie, le battage au large, la voûte, la cunette de strosse, le strosse et les piédroits progressent régulièrement de la même quantité. Il arrive à cette conclusion que la longueur normale des chantiers d'une attaque doit être de 2 365 mètres, peu différente, par conséquent de celle de 2 750 mètres du Gothard (alors qu'elle n'est que de 950 mètres à l'Arlberg.) D'où il résulte qu'il faudra $\frac{2\,365}{150} = 15,77$ mois pour achever un tel souterrain après le percement de la galerie, tandis qu'à l'Arlberg, ce délai ne sera que de 4, 8 mois, en admettant le maintien du personnel y employé.

II.

INFLUENCE DU SYSTÈME DE CONSTRUCTION DANS LES TERRAINS EXERÇANT DE FORTES PRESSIONS.

On exécute les maçonneries d'un souterrain de deux manières :

1° En déblayant à toute section et en commençant par le bas;

2° En construisant la voûte après déblai de la calotte, puis, la supportant d'un côté sur des étais, en déblayant et construisant le piédroit en sous-œuvre ; — enfin, en procédant de même pour l'autre côté.

Tant que le terrain n'exerce pas de fortes pressions, ce dernier système peut être appliqué, mais si l'inverse a lieu, cette méthode offre des difficultés et des inconvénients.

Dans les terrains meubles, chargeant beaucoup, mais non compressibles, on doit prendre des précautions spéciales ; donner une forte surélévation à la voûte (au Gothard, on a été jusqu'à 0m,50 et 0m,80); mettre des étrésillons très résistants aux naissances; procéder par petites tranches. Ce travail est lent et produit souvent des dislocations.

Dans les terrains plastiques, le rapprochement des naissances a lieu avant l'exécution de la cunette de strosse.

M. Bridel rapporte, d'après M. Lanino, les difficultés qui se sont produites sur la ligne de Foggia à Naples. Le rétrécissement de la voûte commençait peu après le clavage ; quant à la clef, elle ne s'abaissait qu'au moment du déblai du strosse. Les cintres brisaient par place. Il fallut refaire 1/6 environ de la maçonnerie de la voûte.

Quand le terrain fut plus mauvais, on déblaya à toute section et on éleva les maçonneries en commençant par la base. Lorsqu'on put claver, sans que le terrain se mit en mouvement, on réussit sans être obligé à aucune reprise.

Sur 470 mètres de long, on échoua. Il fallut procéder par anneaux de 2 à 3 mètres, maçonnés sur la moitié inférieure de la hauteur et bloquer à pierres sèches, en réservant seulement une petite galerie à la base.

Au Gothard, sous Andermatt, des faits analogues se sont produits.

Quand après plusieurs mois d'exécution de la voûte on eut ouvert la cunette de strosse, les avaries qui se produisirent à la voûte rendirent la reconstruction indispensable. La clef, malgré l'existence des piédroits, s'abaissa de 1 mètre. La voûte, en un point où la cunette venait d'être ouverte, se rétrécit de 1 mètre à une hauteur de $2^{m},20$ au-dessous de la clef.

Il fallut la reconstruire, en commençant par les piédroits.

Ce travail se fait en général avec facilité si, dès le début, la galerie d'avancement a été établie au niveau de la plateforme ; les transports s'opèrent sur une voie qui n'est plus déplacée. Et l'on peut percer une cheminée montante et ouvrir une galerie de faîte permettant une marche facile et rapide de l'excavation et des maçonneries.

Comme on ne sait jamais, quand on attaque un grand tunnel, si on ne rencontrera pas des terrains plastiques, ou exerçant de fortes pressions, il y a lieu de donner la préférence au système de la galerie de base, qui permet de parer aux éventualités qui pourront survenir.

III.

INFLUENCE DU SYSTÈME DE CONSTRUCTION SUR LA DÉPENSE.

M. Bridel établit les prix de revient comparatifs d'un souterrain percé, soit avec galerie en calotte, soit avec galerie à la base.

Les galeries proprement dites coûtant le même prix dans les deux cas, les dépenses de l'excavation, déduction faite de la galerie, sont entre elles comme 58,5 est à 64,4, ou comme 100 est à 110.

Si maintenant, on tient compte de ce fait qu'avec la galerie en calotte, ouverte par des machines, il faut établir une cunette de strosse de grande longueur pour multiplier les attaques, les dépenses ci-dessus sont entre elles comme 63,25 est à 64,4 ou commme 100 est à 101,82.

Le coût de l'ouverture du souterrain est à peu près le même dans les deux hypothèses.

Mais d'un autre côté, l'avantage au point de vue des chargements, de la pose de la voie et des transports appartient, sans conteste, au système de la galerie de base.

Il en est de même en ce qui concerne l'écoulement des éaux de suintement, qui n'a pu être réalisé au Gothard qu'au moyen d'un caniveau spécial, ouvert à la mine sur le côté de la calotte. Les conduites d'air et d'eau pour les besoins de la perforation mécanique et de la ventilation s'établissent beaucoup plus aisément dans la galerie de base que dans la galerie en calotte et n'exigent pas ces déplacements qui résultent du changement fréquent des pentes de raccordement de la galerie supérieure et de la plateforme.

Quant à la ventilation, les résultats obtenus à l'Arlberg, avec la galerie de base, sont bien supérieurs à ceux qui ont été réalisés au Gothard, et montrent qu'il est possible d'aérer les chantiers avec une grosse conduite et une faible pression ($0^{at},2$) dans des conditions beaucoup plus satisfáisantes qu'on a pu le faire au Gothard avec une petite conduite et une forte pression (6 atmosphères), tout en dépensant la même force motrice.

De ces diverses indications, il ressort que l'excavation à pleine section et l'exécution des maçonneries sont plus coûteuses avec la galerie d'avancement en calotte, dès que la rapidité d'exécution à obtenir exige l'emploi de la perforation mécanique.

En terminant cette intéressante étude M. Bridel indique que : le prix du mètre courant de tunnel à l'Arlberg avec un revêtement minimum (et pour la partie comprise entre les kilomètres 3 et 4, à partir de chaque tête, laquelle correspond à la distance moyenne du tunnel du Gothard), est de.............. 2646 fr. 80
tandis que l'entreprise Favre recevait, au Gothard. 3 630 00

Différence en plus ... 983 fr. 20

avec une roche, à la vérité, plus dure au Gothard.

Mais les prix de l'Arlberg seraient rémunérateurs, tandis que les entrepreneurs du Gothard disent avoir subi une grosse perte.

M. Bridel conclut en ces termes :

« Il est indubitable que le principal facteur de cette différence des prix de revient que l'on ne saurait expliquer sans cela, réside dans la différence des méthodes appliquées et nous croyons pouvoir affirmer que *pour les tunnels qui doivent être exécutés avec une grande rapidité, la méthode par galerie à la base est plus économique que celle par galerie en calotte.* »

L'étude que nous venons d'analyser est féconde en enseignements précieux. D'autres grands souterrains seront encore percés, peut-être le mont Blanc, peut-être le Simplon. Les Ingénieurs qui seront chargés de l'exécution de ces travaux, ou de travaux analogues, trouveront dans le travail de M. Bridel des conseils et des avis d'une valeur considérable.

(Extrait de la *Revue générale des Chemins de fer.*)

N° 56

NOTICE NÉCROLOGIQUE

SUR

M. HENRY-AUGUSTE VARROY

INGÉNIEUR EN CHEF DES PONTS ET CHAUSSÉES

SÉNATEUR, ANCIEN MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS.

M. Picard, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, Conseiller d'État, a récemment publié une intéressante et assez longue notice sur la vie et les travaux de M. Varroy, ancien Ministre des Travaux Publics. En raison de son caractère spécial, ce travail ne pouvait trouver place dans les *Annales*. M. Varroy a toutefois occupé une trop haute situation dans ces dernières années pour qu'il n'y ait pas intérêt à rappeler aux lecteurs de ce recueil les principaux traits de sa carrière. Tout ce qui suit est extrait presque textuellement de la notice de M. Picard.

Henry-Auguste Varroy est né à Vitel (Vosges), le 25 mars 1826. Il était fils d'un notaire, devenu depuis juge de paix. Il commença, en octobre 1835, ses études au collège d'Épinal. M. Conus, son ancien professeur, disait de lui, le 26 mars 1883 :

« Du côté de l'intelligence, il était merveilleusement « doué ; esprit vif, délié, il avait la conception prompte, la « mémoire sure, la langue alerte et apprendre n'était pour « lui qu'un jeu. Aussi fit-il de brillantes et solides études « et réussit-il aussi bien en lettres qu'en sciences. »

Il ne quitta le collège d'Épinal que pour aller suivre, à

l'institution Sainte-Barbe, les cours de mathématiques spéciales. Reçu à l'École polytechnique en 1844, il ne tarda pas à y occuper le premier rang, avec lequel il en sortit en 1846, à l'âge de vingt ans.

Il embrassa la carrière des Ponts et Chaussées, vers laquelle le portaient ses goûts et ses tendances.

Sorti le premier de l'École d'application, après deux missions, l'une dans la Gironde, au service de la navigation de la Garonne; et l'autre dans la Meurthe, aux services du canal de la Marne au Rhin et du chemin de fer de Paris à Strasbourg, il fut attaché au secrétariat du Conseil général des Ponts et Chaussées.

Nommé au grade d'Ingénieur ordinaire de 3e classe, par décret du 29 octobre 1849, il fut chargé, à partir du 1er mai 1850, à la résidence de Mulhouse, d'un arrondissement du Rhin et du canal du Rhône au Rhin.

Un mois après, par suite d'un remaniement de service, il était envoyé à Colmar et attaché exclusivement aux travaux du Rhin.

Promu, le 1er décembre 1852, à la seconde classe de son grade, il fût appelé, le 1er janvier 1854, au poste plus important de Strasbourg et chargé des travaux du Rhin ainsi que de la navigation de l'Ill et du canal de l'Ill au Rhin: il s'y distingua particulièrement dans l'exécution de quais et de ponts sur la rivière de l'Ill, à la traversée de Strasbourg.

Une décision ministérielle du 1er août 1857 lui confia en outre le contrôle d'exploitation d'une partie du réseau des chemins de fer de l'Est, sous les ordres de M. Couche, Ingénieur en chef des Mines. Cet ingénieur éminent le signalait, dès 1859, comme appelé à se mettre rapidement hors de pair et faisait de lui le plus brillant éloge.

Vers cette époque, les pouvoirs publics décidèrent l'e[...] cution de plusieurs lignes de chemins de fer dans les régi[...] industrielles et notamment celle de Lunéville à Saint-[...]

L'État devait entreprendre directement les travaux. M. Varroy fut désigné, le 1er novembre, pour les diriger tout en restant attaché au contrôle de l'exploitation du réseau de l'Est. Les excellents services qu'il rendit dans ces nouvelles fonctions furent récompensés par la décoration de la Légion d'honneur, le 13 août 1864, et la promotion à la première classe de son grade, le 1er septembre 1865.

C'est à cette époque que le département de la Meurthe, à l'exemple du Bas-Rhin, songea à créer un réseau de chemins de fer départementaux. Dans deux brochures publiées, l'une en 1865, en collaboration avec MM. Marx et Jundt, l'autre en 1865, M. Varroy traçait le plan d'ensemble d'un réseau de chemins d'intérêt local, étudié au point de vue des intérêts départementaux et proportionné aux ressources de la région. Il proposait un premier classement embrassant quatre chemins de 100 kilomètres de longueur totale : ceux de Nancy à Château-Salins et à Vic, de Sarrebourg à Fenestrange, d'Avricourt à Blamont et à Cirey et de Nancy à Vézélise. Les projets en étaient étudiés sous la direction de M. l'Ingénieur en chef Guibal, par MM. Dilschneider et Bizalion pour le chemin de Nancy à Château-Salins et à Vic, et par M. Varroy pour les autres.

Dès le 16 novembre 1866, un arrêté pris conformément aux vœux du conseil général du département de la Meurthe organisait un service spécial de chemins de fer d'intérêt local et en chargeait M. Varroy, sous la direction de M. l'Ingénieur en chef Guibal. Les études étaient poussées avec une grande activité; dès 1868, les traités de concession étaient ratifiés par le Conseil et les décrets déclarant l'utilité publique intervenaient presque en même temps.

Les travaux de la ligne d'Avricourt à Cirey, dirigés d'abord par M. Varroy et plus tard par M. l'Ingénieur Bauer, étaient terminés dès le commencement de 1870.

Durant cette période, le rôle et l'influence de M. Varroy n'avaient cessé de grandir. Cédant aux sollicitations et aux

instances du Préfet et du chef hiérarchique de M. Varroy, le Ministre des Travaux Publics l'autorisa à prendre la direction des chemins de fer d'intérêt local, le 1er avril 1870.

La guerre vint interrompre l'œuvre qu'il poursuivait avec tant d'activité. Durant cette période néfaste, M. Varroy ne resta pas inactif. Après avoir organisé des chantiers sur une branche du chemin de fer de Nancy à Vézelise pour fournir du travail aux ouvriers nécessiteux, il se rendit à Bordeaux, et fut attaché à l'état-major général de la deuxième armée pour y remplir les fonctions d'Ingénieur chef du génie et y surveiller spécialement les travaux de réparation exécutés par les compagnies de chemins de fer.

Mais il dut bientôt résigner ces fonctions par suite de son élection à l'Assemblée nationale. A partir de cette époque, sa carrière devient surtout politique. Sénateur, deux fois Ministre des Travaux Publics, à ce double titre, il prit la part la plus active à la création du canal de l'Est et à toutes les discussions relatives aux grands travaux publics votés par le Parlement. Après la chute, en août 1882, du cabinet présidé par M. de Freycinet et dont il faisait partie, M. Varroy se retira à Nancy, puis à la Camerelle. Mais les chagrins que lui avaient causés les désastres de 1870, puis la mort de sa femme, enlevée presque subitement en 1875, par une congestion pulmonaire, avaient miné sa santé et triomphé de la vigueur de son tempérament.

Frappé d'une première crise avant son départ de Paris, il en eut de nouvelles à Nancy et à la Camerelle, et malgré les soins affectueux d'une sœur dévouée, Mme Grobert, il succomba le 23 mars 1883 au mal qui l'étreignait. Sa dernière pensée avait été pour ce pays si cruellement mutilé par la guerre, qu'il avait vivement aimé et passionnément servi.

(N° 57)

COMPTE RENDU
DE LA CONSTRUCTION
DU
CHEMIN DE FER DE BUSIGNY A HIRSON

DANS LE LIMON DES PLAINES
LES ARGILES ET SABLES TERTIAIRES, LA CRAIE MARNEUSE,
LES ARGILES ET SABLES DU GAULT

Par M. MENCHE de LOISNE, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
ET
M. VERGNOL, Ingénieur auxiliaire des Travaux de l'État.

DESCRIPTION DE LA LIGNE.

La ligne de Busigny à Hirson par Le Nouvion et La Capelle, a été déclarée d'utilité publique le 31 juillet 1879 ; son étendue est de $54^k,5$.

Le tracé part de la cote 143,80 à la station de Busigny, qui appartient au bassin de l'Escaut, pour s'élever à la cote 162,45 sur le plateau qui domine la vallée de la Selle, rivière qu'on franchit vers sa source à la cote 126,70.

Le tracé remonte jusqu'au faîte séparatif des vallées de la Selle et de la Vieille Sambre (154,50), il franchit la Vieille Sambre à la cote 144,56 après avoir traversé le canal de la Sambre à l'Oise, remonte jusqu'au faîte séparatif de la Sambre et du Noirieux à la cote 205,50, franchit le Noirieux, et gagne le plateau de La Capelle dont

le versant Sud est vers l'Oise, et le versant Nord vers les Helpes. Il atteint l'altitude maxima 229, descend vers l'Oise, qu'il traverse (164,37) et remontant vers le coteau de la rive gauche, atteint la station d'Hirson à la cote 197,46.

On coupe donc tous les cours d'eau de la région, et le parcours n'est facile que sur les 12 kilomètres du plateau de La Capelle.

La haute importance de cette ligne au point de vue de la défense du territoire, puisqu'elle réunit directement les ports de la Manche à l'Argonne et à la ligne de la Meuse, a imposé la rampe maxima de 0,012 par mètre avec rayon de courbure de 600 mètres, alors que l'orographie locale eût nécessité des rampes de 0,018. De là des difficultés sérieuses d'éxécution. Ainsi la hauteur des tranchées atteint 11 mètres et celles des remblais 20 mètres.

Le mouvement des terres était de 28 000 ^{mc} de déblais au kilomètre pour deux voies dans les projets approuvés, mais en réalité il s'est élevé à 33,200.

Les principaux ouvrages d'art consistent :

1° Dans un pont à la traversée du canal de la Sambre à l'Oise, à tablier métallique de 25^{m},50 de portée, comprenant les chemins de halage et de contre-halage;

2° Dans un viaduc de 221 mètres de longueur avec une hauteur de 16 à 23 mètres, entre le dessus des fondations et le dessus du couronnement.

Le nombre des passages supérieurs est de . . .	17
Celui des passages inférieurs de	15
Le nombre des ponceaux et aqueducs pour l'écoulement des eaux est de.	90
Celui de passages à niveau.	43

Les travaux de terrassements et ouvrages d'art mis en adjudication publique, ont été commencés le 28 août 1[illegible] et achevés le 1er juin 1883 ; la dépense kilométrique s'élève à l'heure actuelle à 127 000 francs, non compris

les acquisitions de terrains; mais, à cette somme, il conviendra d'ajouter pour l'entretien, pendant l'éxécution de la superstructure, une somme d'environ 5 000 francs au kilomètre.

L'exécution a présenté des difficultés qui doivent être rapprochées du prix de revient, en indiquant les procédés qui ont permis de restreindre les dépenses; et tout d'abord il convient d'étudier le terrain au point de vue géologique.

Étude géologique. — Le sous-sol des quatre premiers kilomètres appartient aux terrains tertiaires: sables et grès, lignite, traces de tuffeau glauconieux superposé à une couche d'argile plastique peu épaisse, mais qui l'est assez pour retenir les eaux. C'est dans ces terrains que la Compagnie du Nord a subi les graves accidents de la tranchée de la Planquette, et la compagnie d'intérêt local de Velu-Bétincourt à Saint-Quentin, ceux de la tranchée d'Holnon.

On entre ensuite dans les Alluvions Anciennes ou Limon des plaines coupées dans les thalwegs des vallées du bassin de la Sambre par des dépôts caillouteux, et dans ceux des affluents de l'Oise par des affleurements de Craie Marneuse. Tel est le système géologique entre les kilomètres 4 et 46.

Les terrains de Limon ont la plus grande valeur au point de vue agricole; mais dès l'origine de sa concession, la Compagnie du Nord a eu à y relever de nombreuses dégradations sur les lignes de Lille à Dunkerque et à la Belgique.

Les roches qui constituent cette formation d'eau douce, sont des cailloux roulés, des sables, des argiles; l'on y trouve la terre à faire des briques et le sable boulant, qui est la terre sans cervelle des terrassiers flamands.

Ces terrains doivent être débarassés par le drainage des eaux de filtration, et protégés par un talutage en bonne terre végétale gazonnée, pour éviter les corrosions. Si le drainage n'est pas solidement fondé, les écoulements sont interrompus, et les terres s'effondrent, comme on l'a vu à

Hem, sur la ligne de Somain à Tourcoing. M. l'Ingénieur Barczewski a réparé le désastre en établissant latéralement aux tranchées, jusqu'à la Glaise, une pierrée au fond de laquelle est encastré, dans le terrain vierge, un tuyautage en drains de l'agriculture de $0^{m},10$ de diamètre, et il a remplacé les terres éboulées par de l'argile franche pilonnée par couches, alternant avec des lits de scories. Il a assaini les remblais en y faisant pénétrer des éperons en scories superposés à des drains de 0,08 de diamètre.

Dans les Argiles Tertiaires, appelées dans la région de Busigny-Hirson : Sables et Grès du Quesnoy, Argile à silex de Vervins, la distinction des couches perméables et imperméables n'est pas franche, et on ne sait pas si une couche qui paraît sèche ne sera pas aquifère au dégel ou après les grandes pluies. De là les accidents qui ont rendu impraticable il y a quelques années, à la Planquette, l'une des voies de Paris à Erquelines, pendant plusieurs mois, et dont la réparation intégrale a coûté 1 800 francs au mètre courant.

Le Limon à Wassigny est superposé à la Craie de Champagne, mais dans la région des pâturages qui commence à Etreux, la Craie blanche est remplacée par la Craie Marneuse de l'étage crétacé moyen (Marnes Argileuses) dont l'imperméabilité relative entretient une fraîcheur favorable au développement de l'herbe.

Ces marnes, qui affleurent dans tous les thalwegs des affluents de l'Oise, d'abord calcaires et blanches tournent au bleu et au vert et deviennent imperméables. Ce sont alors les Dièves des fosses houillères dans lesquelles on encastre la base des cuvelages en bois. Appelées Potasse dans le pays, ces marnes sont éminemment gélives, gonflent par l'humidité, et leur emploi en remblai est encore plus fatal que celui des glaises.

Lorsqu'on arrive à l'Oise, l'étage crétacé recou[illegible] d'argiles tertiaires et de limon disparaît, et l'on e[illegible] dans le Jurassique représenté par un banc de moell[illegible]

Oolithiques en plaquettes d'un jaune bleuâtre. Sous le gravier du lit de la rivière, on trouve l'Argile Oolithique.

Le plateau qui domine la rive gauche est recouvert par le Limon qui s'étend sur 4 kilomètres jusqu'à Buire, mais pour pénétrer en gare à Hirson, on coupe les Sables et Argiles de Sars Poteries, de formation fluviatile, qui représentent l'étage du Gault, et dans lesquels le service du génie vient d'établir laborieusement le fort d'Hirson.

Les massifs de Sables et Argiles de Sars Poteries, où l'on trouve des cendrières comme dans les Argiles Tertiaires, ont présenté des obstacles sérieux à l'exécution des travaux publics dans l'arrondissement d'Avesnes.

En résumé, sur les $54^{k},5$ de la ligne, les terrains n'ont de consistance que dans les sables purs des alluvions anciennes et dans l'argile franche.

La Roche (Calcaire Oolithique) n'a été rencontrée que sous la culée, vers Busigny, du viaduc de l'Oise.

La précieuse collaboration de M. Gosselet, professeur de Géologie à la Faculté de Lille, nous avait indiqué les données générales que complétèrent les sondages confiés à M. Léon Dru.

Étude des niveaux d'eau. — L'étude des niveaux d'eau dans les puits, avait mis en évidence la présence constante, dans le sable boulant, d'une nappe superficielle qui est retenue par une couche d'Argile à Silex et qui donne un débit énorme dans les thalwegs. Une seconde nappe de très peu de débit se rencontre dans le haut de la Craie Marneuse ; la troisième nappe, qui alimente abondamment les manufactures de La Capelle, coule dans les plats bancs ouverts de la marne blanche, et l'on sait qu'à la houillère de La Neuville (Nord), ce niveau n'a pu être franchi qu'à l'aide de l'air comprimé.

La couche de support des eaux de la Craie Marneuse est constituée par les Dièves imperméables et solides.

Dispositions générales avant l'exécution.— Le projet

a été conçu dans l'ordre d'idées que paraissait commander la prudente interprétation de cette étude détaillée.

On ne s'est pas assujetti à subordonner le tracé à l'équilibre entre les déblais et les remblais, parce qu'il devait être rompu par la nécessité de mettre en dépôt les glaises et les marnes, et l'on a soigneusement évité la Craie Glauconieuse, qui correspond au Tourtia des houillères du Pas-de-Calais. Les sables glauconieux sont en effet déliquescents, le silicate hydraté de fer et de potasse, étant éminemment soluble, et sur les coteaux de la vallée de l'Oise des glissements spontanés ne sont pas rares.

Le premier travail a été la fabrication de vingt-six millions de briques réparties à proximité des tranchées réputées périlleuses, et l'ouverture de carrières de moellons Oolithiques au coteau de l'Oise.

On voulait, en effet, éviter d'abandonner les terrains à eux-mêmes sans voies et moyens d'assainissement, ne fût-ce qu'à titre provisoire.

Les déchets de briques, employés pour ballaster les voies de terrassements, ont permis la circulation des hommes et des chevaux, qui eût été entravée pendant la saison des des pluies, car par le piétinement, les sables boulants deviennent sirupeux, et les marnes argileuses se transforment en une boue compacte. Ces marnes sont si gluantes qu'on ne peut les prendre à la pelle et qu'on est obligé de les couper en mottes et de les piquer à la fourche.

Les briques mises en adjudication publique ont été livrées en four au prix moyen de 11 francs le mille, les indemnités de terrains, qui donnaient une plus-value de un franc, restant à la charge de l'Administration.

Les adjudicataires des travaux de l'infrastructure, d'après le cahier des charges, étaient assujettis à se fournir dans ces briqueteries, tant pour les terrassements que pour les ouvrages d'art, et il était compté de ce chef 4f, 25 p.

mille pour la mise à pied d'œuvre. Une grande quantité de briques devant être employée dans les terrassements, on était assuré par le choix, d'un stock de bonne qualité pour les parements des ouvrages d'art.

Même pour les stations et les maisons de garde, les briques ont été l'objet d'une adjudication dans la campagne qui précédait les travaux : il y a à cela un très grand avantage.

Le commerce n'a pas des ressources disponibles, ou, quand il en a par hasard, exige des prix excessifs. Par suite, un entrepreneur qui deviendrait adjudicataire au printemps serait réduit à faire des briques avec de la terre qui n'aurait pas hiverné, ou bien perdrait la campagne.

L'application de ces dispositions imposées dans le cahier des charges n'a donné lieu à aucune difficulté contentieuse.

Principes généraux pour l'exécution des terrassements. — Les principes généraux qui doivent diriger dans l'exécution des terrassements en terrains meubles sont connus des ingénieurs, de ceux surtout qui ont entre les mains les excellentes instructions de M. Ledru, directeur de la construction de la Compagnie de l'Est, et de son collaborateur actuel M. Celler :

1° Il faut avant tout assurer le libre écoulement des eaux de surface ;

2° Les terrassements doivent être mis à l'abri des agents atmosphériques, autant que possible, par des revêtements en bonne terre végétale gazonnée ;

3° Il ne suffit pas d'assurer l'écoulement des eaux superficielles, il faut aussi pourvoir à celui des eaux souterraines qui pourraient provoquer des glissements.

En ce qui touche les remblais, M. Celler, dans une récente struction concertée avec M. Ledru, s'est exprimé ainsi ;

« Les remblais sont naturellement à l'abri des eaux souterraines du sous-sol, ils ne reçoivent en outre que

« les eaux superficielles qui tombent sur de faibles sur-
« faces ; on pourrait donc croire *à priori* qu'ils possèdent
« beaucoup de stabilité.

« Cela serait vrai si cette masse était parfaitement com-
« pacte et homogène, ou si elle était composée de couches
« stratifiées horizontalement. Mais en réalité, le corps des
« remblais est divisé par un grand nombre de surfaces de
« glissements, et, sauf ceux provenant de déblais de rocher,
« de sable ou de gravier, on peut dire qu'ils sont tous
« dans un équilibre instable.

« Cette situation tient surtout au mode actuellement
« usité pour la construction des remblais ; au lieu d'être
« formés de couches horizontales, ils le sont par des cou-
« ches très inclinées et dont le tassement ne s'étant fait
« que successivement au fur et à mesure de leur exécution,
« n'a pu s'opérer que par des glissements successifs des
« couches nouvelles sur les anciennes.

« Quelques-unes de ces surfaces de glissement sont par-
« ticulièrement dangereuses ; ce sont celles qui séparent
« les couches de neige que l'on n'a pas pris la précaution
« d'enlever et qui ont été recouvertes par de nouveaux
« remblais.

« Si l'on considère en outre que sous le passage des
« trains, la plate-forme se creuse et forme bientôt une
« cuvette d'où les eaux ne peuvent s'écouler que par infil-
« tration, on reconnaît facilement combien les remblais
« sont sujets à se déformer et à s'ébouler fréquemment.

« De ce qui précède il résulte :

« Qu'il faut éviter d'employer en remblais les déblais
« de mauvaise nature.

« Qu'avant d'asseoir un remblai sur un sol incliné, il
« est nécessaire de disposer ce dernier en gradins et
« commencer le remblai du côté du talus le plus élev
« c'est-à-dire par la partie qui repose sur les gradins inf
« rieurs.

« Que si les remblais sont de mauvaise qualité, il faut « les former par couches horizontales de $0^m,80$ ou 1 mètre « de hauteur. »

Assurément, ces prescriptions sont irréprochables ; mais il faut tenir compte du mode d'exécution de nos grands travaux publics, surtout quand il y a urgence de livraison.

Les entrepreneurs sont grevés de frais généraux élevés, et supportent les rabais excessifs que leur inflige la crainte d'immobiliser un immense matériel. Il est dès lors à peu près impossible que les remblais soient faits de toute pièce, et il est déjà difficile de tenir la main à ce qu'ils avancent sur toute la largeur, ce qu'exigent les règles de l'art. On est donc loin d'obtenir les bons remblais de nos devanciers, alors qu'ils construisaient des routes.

L'un des premiers effets qui se produisent est l'expulsion, par la voie de l'éboulement, des terres boueuses qu'ont imbibées les neiges. La mise à hauteur du remblai, après ces éboulements, par des matières analogues au ballast est un expédient qui est destiné à maintenir le passage, mais qui ne constitue pas un remède héroïque. En effet, l'eau qui est entre les interstices a formé, si l'on peut s'exprimer ainsi, des abcès, et il faut arriver à les purger en pénétrant dans la masse à l'aide d'un boisage coûteux et périlleux.

Dans l'espèce de Busigny à Hirson, tous ces divers cas se sont présentés ; l'on a dû prendre, d'accord avec MM. les Inspecteurs généraux Gosselin et Fournier, dont l'expérience a guidé les Ingénieurs, des mesures qui étendaient les dispositions approuvées. Il est dès lors intéressant de présenter un compte rendu en se référant aux types ci-dessous.

Pour les déblais :

1° Tranchées en forêt. — Terrains en Limon, cas simple ;

2° Tranchée de Busigny. — Argile et Sable Tertiaire ;

3° Tranchée rue de Guise. — Limon, Argile à Silex es terrains Tertiaires, Craie Marneuse.

4° Tranchée rue des Maretz. — Argile et Sable, Tuffeau Glauconieux, Craie Marneuse.

5° Tranchée de Buire. — Argile et Sable de Sars Poteries de l'étage du Gault.

Et pour les remblais :

1° Remblai de la Tatouillette. — Remblai sur un sous-sol de Craie Marneuse, à plats-bancs aquifères.

2° Remblai de Quiquengrogne. — Remblai sur un sous-sol de Craie Marneuse, à plats-bancs aquifères.

3° Quart de cône du viaduc de l'Oise. — Remblai sur un ancien marais.

Tranchées en forêt. — Les tranchées à la traversée de la forêt du Nouvion ont été ouvertes dans un limon qui, étant dénué de sable boulant, est relativement bon. Mais les racines des arbres coupés pour l'établissement des francs bords amenaient, notamment celles des arbres morts, les eaux vers le talus, et provoquaient une corrosion, puis un éboulement.

On a maçonné en briques le fossé de la plate-forme, puis sur le terrain vierge taillé à vif, on a appliqué un filtre général en déchets de briques, dont les eaux étaient recueillies dans des épis à sec affleurant le talus et les écoulant au fossé maçonné. Les terres éboulées ont été purgées et remplacées par de bonnes terres bien pilonnées et gazonnées. Le système des couches générales filtrantes avait déjà été employé avec succès par l'un des rédacteurs de ce mémoire, dans les travaux de dessèchement des marais de la Haute-Deule, en 1862.

Nous noterons à ce sujet, que nous avons eu l'occasion de vérifier combien était judicieuse la critique faite p[illegible] M. Ledru, des perrés à pierres sèches, dans les sabl[illegible] boulants et leurs analogues.

Cet Ingénieur s'exprime ainsi :

« Les revêtements superficiels en perrés, qui coûtent « fort cher, n'ont généralement qu'une utilité fort res- « treinte et même, lorsqu'ils reposent tout simplement sur « le terrain naturel, sans aucun moyen d'assèchement « inférieur, ils sont plus dangereux qu'utiles parce qu'ils « retiennent les eaux dans les joints et que ces eaux vont « détremper le terrain sur lequel ils reposent.

« Ces revêtements en perrés sont presque toujours « avantageusement remplacés par des revêtements en « bonne terre végétale gazonnée, avec rigoles superfi- « cielles convenablement disposées pour l'écoulement des « eaux. »

Citons un exemple : A la gare du Nouvion, des perrés à sec ont été établis contre des talus ébouleux. Les eaux pluviales pénétrant à la partie supérieure, à travers les joints du perré, délayèrent les terres limoneuses qui coulèrent avec l'eau à la partie inférieure. Sur les poches restées vides, le perré s'affaissa. Les parties où ce fait se produisit furent relevées, tous les joints furent indistinctement remplis au mortier et les accidents cessèrent. Ainsi la pratique des perrés à sec, qui généralement a bien réussi dans le Centre et dans le Midi, est à proscrire dans le Limon des plaines, dans les Sables Boulants et le Greensand.

Tranchée de Busigny. — Cette tranchée se trouve précisément au raccordement de la station de Busigny. Lors de son exécution par la Compagnie du Nord, elle avait donné lieu à de très graves accidents. Elle se compose à la partie supérieure d'alluvions imbibées d'eau, puis d'argiles plus ou moins sableuses reposant sur l'Argile Plastique qui forme un plan de glissement.

La planche 27 (*fig.* 6 et 7) indique le moyen de consolidation. A mesure que le terrassement s'avançait, on construisait un mur de soutènement profondément enraciné dans l'Argile Plastique. Derrière ce mur, un drainage général formé de déchets de briques sur $0^m,30$ d'épaisseur

prenait toutes les eaux et les conduisait aux barbacanes ménagées au pied; les glissements furent ainsi arrêtés et l'on écarta la redoutable éventualité de la dislocation d'un réservoir en déblai de 1 600 mètres cubes installé pour l'alimentation de la gare de Busigny, près de la crête de la tranchée. On descendit ensuite à l'aide de puissants boisages, de 5 en 5 mètres, des pierrées fondées aussi dans le terrain imperméable, et aboutissant à la couche filtrante qui est buttée contre le mur maçonné percé de barbacanes. Les terres supérieures à l'escarpe furent réglées sous un angle de 2 de base pour 1 de hauteur, et le talus fut semé et planté.

Les eaux coulent d'une façon continue dans les barbacanes, et il est impossible de constater la moindre déformation soit dans les talus, soit dans les maçonneries. La dépense par mètre courant a été de 157f,10, se décomposant ainsi :

Fouilles, terrassements divers et transports. .	50,12
Maçonneries au mortier	96,42
Moellons ou briques à sec	10,56

Plaçons ici une observation générale : — Les cantonniers de la voie assurent avec le plus grand soin le libre écoulement des eaux dans les barbacanes. En temps de gelée, ils les bouchent avec du foin pour empêcher les glaçons de les obstruer et de former tampon dans les premiers jours de dégel (Pl. 27, *fig.* 1 à 5).

Tranchée de la rue de Guise. — Cette tranchée à 1 200 mètres de longueur et une hauteur maxima de 11 mètres. Elle est ouverte du côté de Busigny dans le Limon et a été exécutée assez facilement.

Du côté d'Hirson, on rencontre à la partie supérieure le Limon et au-dessous sans aucune espèce de stratification un conglomérat d'Argile à Silex et des Sables Tertiaires dont certaines parties sont à l'état de Grès; puis par place la

Marne Argileuse blanche ou Craie Marneuse, et au-dessous les Dièves sur une profondeur indéfinie.

Le chantier a été muni de trois voies, une sur chaque banquette alimentant les remblais voisins des ravins de Spa et de Quiquengrogne, une autre au centre sur la plate-forme, et lorsqu'on fut arrivé sur la Craie Marneuse, l'on pourvut à l'assainissement de la partie supérieure.

Dans les prévisions des Ingénieurs, la tranchée devait être pourvue de fossés surmontés de perrés également maçonnés appuyés sur une couche filtrante générale, dans l'ordre d'idées qui avait généralement réussi. Mais dès que la Craie Marneuse fut entamée, le coteau nord, d'où vient la nappe d'eau, se mit en mouvement jusqu'à une distance de 50 mètres de la crête; des abaissements de 1 mètre se propagèrent dans les pâtures, et le fond de la tranchée se releva; la voie de service ne put être établie qu'en implantant trois cours successifs de traverses. Non seulement les Argiles Tertiaires s'éboulaient, mais la couche de marne blanche glissait sur la marne bleue (diève) et tout le coteau se disloquait et marchait au vide.

La planche 27 (*fig.* 1 et 2) montre le système de consolidation qui fut exécuté d'urgence.

Un mur de soutènement dont l'épaisseur a été calculée par la formule 0,38 H, la hauteur H étant prise de la plate-forme jusqu'au niveau de la banquette seulement, a été fondé dans la Diève.

La fondation y pénètre profondément, après avoir coupé le plan de glissement qui correspond aux plats-bancs aquifères des marnes blanches.

Le mur est butté en fondations par une ligne de pieux d'aulne, bois qu'on a choisi, parce que, pris vert, il est d'une excellente conservation et coûte dans la région moins cher que le chêne.

La tête des pieux et leurs liernes ont été complètement noyés dans la maçonnerie qui ne saurait être soulevée sans

que les pieux profondément enracinés dans la Diève ne soient arrachés.

Tous les $9^{m}, 60$, un mur d'entretoisement en pierres sèches imbriquées et calées dans un puissant pilotis réunit les murs opposés. A chaque entretoisement correspond dans la maçonnerie du talus un contrefort évidé pour le passage des eaux du fossé. Ce système permet de proportionner le nombre des entretoisements et des contreforts aux difficultés du terrain.

Voilà pour le soutènement :

L'assainissement superficiel avait tout d'abord été assuré. On avait ouvert à 4 mètres de distance de la crête supérieure et parallèlement à la ligne, une tranchée de 2 mètres de profondeur et on l'avait remplie de moellons surmontant un drain agricole. Des gazons retournés recouvraient la pierrée pour le filtrage des eaux limoneuses. Cette prescription de M. Ledru a été systématiquement appliquée sur toute la ligne à construire.

Tous les 30 mètres, une descente en tuyaux de fonte, à joints en caoutchouc, du système Petit, a été installée dans le talus pour conduire les eaux de la pierrée au fossé maçonné de la banquette, puis à celui de la plate-forme.

Pour assainir la partie inférieure de la tranchée, l'on a butté contre le mur de soutènement une couche générale filtrante de $0^{m}, 25$ d'épaisseur. Les fondations du mur ont été percées de barbacanes formées de tuyaux de drainage noyés dans la maçonnerie. Ces drains inférieurs ont été placés parallèlement à la voie dans le mur courant et perpendiculairement sous les contreforts. Dans l'axe de la tranchée est établie une pierrée, de $1^{m}, 20$ de largeur, qui est encastrée dans la Diève et reçoit les eaux provenant des drains inférieurs ; les enrochements transversaux sont eux-mêmes descendus sur la Diève. Toutes les eaux sont donc captées, ont un écoulement facile sur le terrain imperméable, et sont rejetées extérieurement.

Après les pluies continues de la campagne 1882, les travaux de consolidation étant à peu près terminés, on constata qu'un mouvement s'était produit sur une longueur de 150 mètres: plusieurs pieux au pied des murs étaient cassés au boulon de liernage ; le mur de soutènement s'était avancé, sans se disloquer, de 8 centimètres.

A ce mouvement au pied correspondait un affaissement à la crête. Le mal tenait à une obstruction des pierrées centrales, qui s'explique ainsi :

Dans la période d'exécution, les fossés de la plate-forme n'étant pas encore maçonnés, on avait dû recevoir les eaux sauvages, chargées de terre, dans la pierrée longitudinale placée au milieu de la plate-forme, et elle s'était engorgée.

Les moellons ont été relevés, le drainage a été rétabli dès que l'on eut achevé les fossés maçonnés de la banquette et de la plate-forme, les murs transversaux ont été rétablis à bain de mortier, et l'on a pris soin de ménager dans la partie inférieure un dallot correspondant au grand drain longitudinal.

Ces travaux qui ont été éprouvés par l'automne et l'hiver très pluvieux de 1882-1883, n'ayant pas subi la plus petite déformation, on peut croire qu'ils sont efficaces.

Le prix de revient au mètre courant est ressorti à 451,34, suivant détail ci-dessous :

Fouilles pour drainages, fossés, murs, etc.	24f,60
Maçonnerie de moellons.	285 ,35
Pieux, moises, battage de pieux.	98 ,80
Moellons à sec.	42 ,59
	451f,34

Tranchées de la rue de Maretz (Pl. 28, *fig.* 4 et 5).— ıns cette section où la ligne passe à flanc de coteau, les ınchées ne dépassent pas 5 mètres, mais il a fallu des écautions spéciales, car on était dans les Argiles Ter-ires et le Tuffeau Glauconieux qui reposent, après la tra-

versée d'une légère couche d'Argile Plastique, sur la terre à poterie, variété de la Craie Marneuse.

A 10 mètres de la crête du talus et du côté orienté nord, l'on a ouvert, dans la plus mauvaise partie, parallèlement à la tranchée une fouille solidement boisée, descendant jusqu'à une altitude inférieure de $0^m,50$ à celle de la plate-forme.

Au fond de la fouille, l'on a placé deux tuyaux de $0^m,12$ de diamètre en gresserie et par-dessus, sur toute la hauteur de la tranchée jusqu'à $0^m,50$ au-dessous du sol, des déchets de briqueteries. On a capté ainsi les eaux d'amont qui s'écoulent aux deux aqueducs les plus voisins; on a complété la consolidation en maçonnant le fossé de la plate-forme et le surmontant d'un perré également maçonné adossé à une couche filtrante générale de $0^m,25$ d'épaisseur en briquaillons.

Partout où le drainage était à une altitude inférieure à celle de la plate-forme, il n'y eut aucun accident.

Mais en un point où, en raison de la profondeur de la tranchée et de la poussée du coteau, il avait été impossible de descendre jusqu'à la plate-forme, il s'est manifesté des glissements à la base de la tranchée, et un grand éboulement en a été la conséquence (Pl. 28, *fig.* 4).

Il y a été remédié par un système analogue à celui déjà décrit pour la tranchée de Busigny, en ayant soin de fonder le mur d'appui de la couche générale filtrante au-dessous des plans de clivage de la Craie Marneuse blanche.

Tranchée de Buire. — Au raccordement avec la gare d'Hirson, dans la commune de Buire, on a dû ouvrir une tranchée de 4 mètres de hauteur dans les Sables et Argiles du Gault. Malgré cette faible hauteur, un sérieux éboulement descendant jusqu'à 80 centimètres au dessous du plafond du fossé se produisit sur 50 mètres de longueur. Les figures 9 et 10, planche 28, indiquent la consolidation. Les terres éboulées ont été enlevées jusqu'au terrain

vierge taillé à vif; contre le nouveau talus on a appliqué, sur toute l'étendue de l'éboulement, une couche filtrante de 1 mètre d'épaisseur en briques et briquaillons; le fond de cette couche a été réglé avec des pentes et contrepentes. A chaque point bas de la crête du talus, on a établi un éperon maçonné muni à sa partie inférieure d'un dallot qui reçoit les eaux de la couche générale filtrante pour les écouler dans un drain qui court au-dessous du fossé et passe dans la fondation de l'aqueduc le plus voisin. Cependant les suintements s'observant encore, l'on compléta l'assainissement par une pierrée de $1^m,50$ de profondeur qui ajouta un complet assainissement superficiel à celui réalisé dans le fond (Voir pour le détail du drainage superficiel les figures 7 et 8, planche 28).

Aux points dangereux, on a butté les éperons contre la maçonnerie du fossé opposé par une voûte renversée (*fig.* 9).

Ces travaux sont terminés depuis sept mois et l'on n'a pas constaté le moindre mouvement. Le prix est ressorti à 170 francs le mètre courant, suivant le détail ci-dessous :

Déblais, pilonnages, gazonnements, transport des terres éboulées.	$83^f,37$
Briques ou moellons à sec, tuyaux pour pierrées.	38 33
Maçonnerie de moellons ou de briques.	48 30
	$170^f,00$

REMBLAIS.

Remblais de La Tatouillette au Nouvion (Pl. 29. *fig.* 1 à 6). — A La Tatouillette, la ligne traverse un étang qui était, il y a plusieurs siècles, le port d'embarquement des bois à amener sur la Sambre : le tracé était imposé par la nécessité de ne pas s'exposer à entamer la ruineuse expropriation du domaine du Nouvion. C'est dans cet ancien étang, devenu une simple prairie que se sont produits de graves accidents.

A gauche et à droite et sous le remblai, le sol avait été préalablement drainé à 2 mètres de profondeur par des pierrées en briquaillons et le drainage général avait été précédé du curage de la Sambre qui réalisa un abaissement de $0^{m},30$ dans le niveau d'eau ; mais sous le poids du remblai, le sous-sol s'affaissa, puis glissa. On essaya de l'arrêter au moyen d'une ceinture en moellons, bien coincés, faisant office de mur souterrain et de drainage tout à la fois et coiffant un système de pieux enracinés à 5 mètres au-dessous du sol et fortement liernés. Cette enceinte, comme on le voit à la figure 2, fut bouleversée, les pieux furent arrachés et l'aqueduc de $1^{m},10$ fut entraîné dans le mouvement : un plan de glissement dont on n'avait pas soupçonné l'existence se trouvait à 2 mètres au-dessous de la tête de la Craie Marneuse. Le sol supérieur se déchira sous la charge au centre du remblai, les terres du remblai de 6 à 7 mètres de hauteur formant coin, pénétrèrent entre les deux parties disjointes, et la partie de droite glissa vers le thalweg. On se hâta d'ouvrir un nouveau lit au ruisseau dont le cours allait être barré. Ce travail a été facile, le remblai n'étant pas complètement refermé. On construisit alors un second aqueduc, formé de tuyaux en fonte de $1^{m},10$ de diamètre et on procéda à l'assainissement et à la consolidation du remblai par les procédés suivants :

1° En se protégeant à l'aide d'un puissant boisage on encastra une large pierrée dans la Diève, et l'on engagea au-dessous de la pierrée dans le terrain résistant des drains en grès de Sars Poteries. On capta ainsi toutes les eaux du côté du thalweg en les dégageant des plats bancs de la Craie Marneuse. Telle est la pierrée de ceinture.

2° Des éperons maçonnés ont été poussés à l'aide de boisages fortement étançonnés dans le corps de l'éboulis. Une couche de moellons à sec appuyée contre le parement vertical de l'éperon, recueille les eaux qui vicient le remblai et les conduit par un dallot ménagé dans l'éperon, à la

pierrée de ceinture. A chaque éperon correspond, sur cette pierrée, un puisard maçonné élevé au niveau du sol, et qui permet la visite (*fig.* 2 et 5).

3° Une pierrée de captation (*fig.* 2) a été construite également sur la gauche du remblai.

Le drainage de ceinture de droite étant très profond ne pouvait se vidanger dans le ruisseau voisin. On l'a fait aboutir à un vide pratiqué dans les fondations de l'aqueduc de $1^m,10$ de diamètre où coule le ruisseau. De là, il se jette dans la Sambre par un fossé spécial.

Depuis que ces travaux sont terminés, les écoulements fonctionnent d'une façon permanente et le tassement du remblai est insignifiant.

La dépenses totale en consolidation a été :

Drainages.	8 245f,67
Enrochements, pieux, étançonnements. . .	83 967 96
Maçonnerie pour éperons.	6 663 97
Règlements.	3 162 02
Total.	102 489f,59

pour une longueur de 200 mètres, ce qui donne le chiffre de 512 francs au mètre courant.

Remblais de Spa et de Quiquengrogue (Pl. 28, *fig.* 1, 2 et 3).—Les remblais des ravins de Spa et de Quiquengrogne ont donné lieu à des accidents analogues à celui qui vient d'être décrit. Ils avaient cependant été faits avec le plus grand soin, les terres de médiocre qualité avaient été soigneusement triées et jetées au dépôt, et en outre au moyen d'une déviation de la voie des terrassements, on avait exécuté le remblai en deux étages.

L'objet principal poursuivi par MM. les Ingénieurs en chef de l'Est dans leurs instructions avait donc été sensiblement rempli. Il ne s'en est pas moins produit des accidents : les remblais ont été traités dans le même esprit que celui de La Tatouillette, mais le mal étant plus grand, la conti-

nuité, côté aval d'une enceinte en maçonnerie coiffant des pieux profondément enracinés dans les Dièves a été jugée nécessaire, et l'on a fait pénétrer les éperons jusque près de l'axe longitudinal de la ligne.

Le prix du mètre courant de la consolidation, compliquée d'un accident dans l'aqueduc, que l'on fera connaître plus bas, s'est élevé à 842 francs, suivant le détail ci-dessous :

Maçonnerie de moellons.	159f,77
Terrassements pour fouilles, transports, épuisements, étançonnements, etc.	361,25
Moellons à sec pour pierrées, perrés et enrochements.	161,86
Charpente, pieux, liernages, sabots, battage. .	159,12
	842f,00

Quarts de cônes du viaduc de l'Oise (Pl. 28, *fig.* 12). — La traversée de l'Oise se fait au moyen d'un viaduc de 23 mètres de hauteur et de 220 mètres de longueur dont chaque partie a été fondée isolément dans une enceinte de pieux et palplanches. L'ouvrage proprement dit a bien réussi, mais l'exécution des quarts de cône aux abords de l'ouvrage a été laborieuse.

Le sous-sol avait été, préalablement à l'exécution, assaini par des pierrées profondes, remplies en moellons secs, rejetant les eaux dans une pierrée de ceinture mise en communication avec l'aval du barrage de l'Oise au moyen d'un aqueduc.

Lorsqu'on amena les terres, il se produisit, mais avec moins d'intensité et d'étendue, un mouvement analogue à celui décrit plus haut, pour le remblai de La Tatouillette. Il fallait y couper court, puisque l'éboulement pouvait atteindre la rivière et barrer un chemin de grande communication.

La planche 28 (*fig.* 12) montre le système que l'on a suivi. Un mur en maçonnerie coiffant deux files de pieux en

aulne, liernés, de 9 mètres de longueur et de 0m,30 de diamètre, forme ceinture à la base des quarts de cône. Un dallot noyé dans la maçonnerie prend les eaux et les conduit à l'aval de la chute de l'Oise.

Le revêtement du quart de cône, que l'on avait d'abord essayé d'effectuer en gazons à queue, a été reconstruit en maçonnerie de moellons au mortier sur 0m,50 d'épaisseur avec crossettes pénétrant dans la masse même des terres pilonnées par couches avec le plus grand soin.

La maçonnerie de ce perré repose sur une couche de moellons à sec communiquant avec le dallot d'évacuation. Du côté d'Hirson, le remblai a été coupé par des saignées profondes, montant du pied jusqu'à la plate-forme, réunies en haut et à moitié de la hauteur par des saignées transversales remplies en moellons. Partout où l'on pouvait supposer que l'eau se trouvait emprisonnée dans la masse du remblai, exécuté en temps de neige, l'on poussait la saignée assez profondément pour atteindre cette eau et l'écouler. Sur ces saignées, on a refait le talus en bonnes terres, bien pilonnées à partir du pied, on a semé et on a planté des saules salingres (*).

CAUSE DES ACCIDENTS.

Les accidents survenus aux remblais ont eu pour premières causes la situation périlleuse des chantiers, car à La

(*) Le prix total du quart de cône s'est élevé à 42 919f,83, savoir :

Maçonnerie pour fondations et perrés.	15 736f,47
Bois pour pieux et battage.	12 908,22
Moellons à sec.	6 533,60
Terrassements.	7 721,54
Total.	42 919f,83

pour une surface développée de quart de cône de 560 mètres ; ce qui fait ressortir le mètre carré à 76,60.

On eût dû donner aux murs en retour de l'ouvrage un développement permettant le règlement des quarts de cône à 2 de base pour 1 de hauteur. La donnée 1 sur 1 était insuffisante.

Tatouillette ils étaient assis sur un ancien canal de flottage, et à Quiquengrogne et à Spa, ils étaient placés à flanc d'un coteau déclive ; dans les deux cas, un plan de glissement était sous-jacent. Mais les dangers d'une situation défavorable ont été aggravés par un mode préparatoire du chantier qui avait donné d'excellents résultats sur d'autres points, mais qui dans l'espèce a produit de funestes conséquences.

L'assiette du remblai avait été coupée par une série de pierrées en briquaillons, fondées sur la Craie Marneuse et formant un quadrillage de $1^{m},50$ de profondeur, ayant pour but d'assainir la prairie.

Le mouvement du sous-sol s'étant produit sous la charge des terres, le système de drainage a été bouleversé. Le drain d'amont placé à l'extérieur amenait les eaux dans la masse du remblai d'où elles ne pouvaient plus s'écouler librement, puisque les drains d'aval était bouleversés.

Les accidents ne se sont arrêtés que quand, à l'aide d'une pierrée profonde à l'amont, jetant les eaux à l'aqueduc voisin, on put arrêter la venue des eaux, et lorsque avec des éperons solidement enracinés, poussés jusqu'au milieu du remblai, on eut pénétré jusqu'aux poches d'eau et on les eut vidées par le drain de ceinture d'aval, point de départ des éperons.

Il est intéressant de noter que les accidents et leur intensité ont été indépendants de la hauteur du remblai, et que dès lors il n'est pas exact de poser comme règle absolue que passé une certaine hauteur, il convient de remplacer les remblais par des viaducs. Ainsi, le remblai de Quiquengrogne qui a 18 mètres de hauteur sur le thalweg, n'a subi en ce point aucune déformation, et les accidents ne se sont produits que sous une charge de terre variant de [illegible] à 9 mètres ; l'intensité maxima correspond à une charge de 4 à 6 mètres. A Spa, les accidents se sont produits sous des hauteurs de 3 à 8 mètres, alors que le remblai de la

traversée de l'Oise, côté Busigny, dont la hauteur est de 16 mètres, a pu être établi sans incident fâcheux. Les terres étaient d'ailleurs partout en bonne argile.

La substitution des viaducs aux remblais n'eut donc pas été une solution, car on n'eût jamais songé à prolonger l'ouvrage jusqu'au point où la hauteur de terrassement devenait si faible. Si l'on eût suivi un errement qui tend à se répandre, le Trésor eût eu tout à la fois à supporter les dépenses de construction d'un long viaduc, du coût de 145 francs le mètre carré de surface vue au profil en long et celles de la consolidation du remblai aux abords, qui ont fait précisément l'imprévu dans l'espèce.

OUVRAGES D'ART.

Les deux ouvrages d'art importants sont :

1° Le pont sur le canal de jonction de la Sambre à l'Oise ;

2° Le viaduc de l'Oise.

Pont sur le canal de la Sambre à l'Oise. — Le sous-sol se présentait ainsi :

Terre végétale, argile.	$2^m,90$
Sables boulants.	5 ,80
Sable et gravier.	0 ,60
Gravier compact.	2 ,00

Le projet approuvé supposait une fondation en béton assise sur le gravier; mais lorsqu'on eut entamé sur 1 mètre environ le sable boulant, à 5 mètres en contre-haut du gravier, la venue d'eau fut considérable et le sable prit une consistance sirupeuse. Dans ces conditions, on ne pouvait atteindre le gravier qu'à l'air comprimé ou avec d'énormes dépenses d'épuisement. On remblaya en sable sec la partie de fouille qui avait été ouverte dans le sable boulant et l'on coula un lit de béton au trass de Hollande de $1^m,50$ d'épaisseur. On donna aux fondations un empate-

ment tel que le sol ne devait porter définitivement que 2 kilogrammes au centimètre carré. Bien que le terrain se réduisît en une boue liquide sous le passage des hommes, le succès fut complet, car l'ouvrage n'a pas tassé.

Le mortier de béton était ainsi composé :

Chaux éminemment hydraulique de Tournay.	475k	2 parties
Sable graveleux de l'Oise.	0mc,53	2 —
Trass dit de Hollande (d'Andernach vallée du Rhin).	0mc,27	1 —

Le trass est une pouzzolane très énergique dont l'emploi nous a été facilité par MM. les Ingénieurs du port de Dunkerque qui l'emploient couramment. Il était acheté en pierre en Hollande, mis en poudre dans l'usine de Dunkerque par les soins du service du port et expédié en sacs à Hirson.

La composition du mortier avait été indiqué par M. Guillain qui s'est livré à d'intéressantes expériences à ce sujet. Le trass qui pèse 1 100 kilogrammes au mètre cube est revenu à pied d'œuvre à 75 francs la tonne.

Les pieux ont été battus avec une machine employée en Hollande où l'avait prise l'entrepreneur. Elle est composée d'un chariot roulant portant la chaudière et le treuil. Deux grandes bigues tenues au moyen de haubans portent la poulie sur laquelle s'enroule le cable très long portant le mouton. Au moyen d'un embrayage et d'un débrayage en sens inverse, le cable est successivement enroulé et déroulé sur le treuil. L'avantage consiste dans le très facile déplacement du mouton. On agit sur les bigues au moyen de pinces et l'on peut battre plusieurs pieux sans déplacer la machine proprement dite. Mais dans l'espèce, l'inconvénient résidait dans l'usure des cables qui soumis à chaque coup de mouton à une tension brusque et à un relâchement immédiat se détérioraient assez rapidement. En outre,

fallait pour guider le pieu qui l'est ordinairement entre les jumelles de la sonnette, huit hommes, ce qui augmentait le prix du battage qui n'est cependant ressorti qu'à $4^{f},36$ par mètre courant de fiche.

Viaduc de l'Oise (Pl. 28, *fig.* 12). — Cet ouvrage n'a pas été construit sur un terrain homogène, car la culée droite ayant été fondée sur un banc de moellons, les piles et la culée de gauche le sont sur le gravier superposé à l'Argile Oolithique.

Les fondations de chaque partie d'ouvrage ont été faites au moyen d'épuisements assez restreints, dans une enceinte de pieux et de palplanches dont l'objet était de prévenir les éboulements latéraux pendant l'exécution, et en outre, pour les piles en rivière, de donner toute sécurité contre les affouillements.

Le mortier de béton a été fait au trass de Hollande, et le sous-sol de fondation a été chargé à raison de 4 kilogrammes au centimètre carré; dans le joint le plus fatigué de la voûte, la pression est de $9^{k},50$.

Ponceaux et aqueducs. — Aux ouvrages destinés à l'écoulement des eaux, l'on a eu soin de ne pas placer le ponceau dans le thalweg, mais, au moyen d'une dérivation, de le rejeter dans le coteau à une hauteur telle, qu'il fût noyé dans le terrain naturel et par cet artifice soustrait, autant que possible, aux poussées du remblai. Dans le thalweg, on a placé à demeure une canalisation spéciale en fonte, de petit diamètre, donnant une suffisante facilité en étiage pour débiter le cours d'eau pendant l'exécution de l'ouvrage et après la fermeture du remblai, desséchant les points bas. Si l'on n'avait pas eu une dualité d'évacuation à La Tatouillette et à Spa, on eût eu à payer des indemnités d'un coût élevé, parce que le pays eût été inondé.

Les ponceaux, sous les grands remblais, consistent en un tube cylindrique en briques noyé jusqu'au diamètre horizontal dans un massif de béton (Pl. 28, *fig.* 6) avec para-

fouille en pieux et palplanches à l'amont et à l'aval. A Quiquengrogne où le péril était grand, on a pris des précautions spéciales pour charger l'ouvrage : une voie provisoire avec courbes de 250 mètres et pente de $0^m,03$ par mètre a été installée entre la tranchée de Guise et la tête amont de l'aqueduc. Les terres étaient déchargées sur les reins simultanément à gauche et à droite de l'aqueduc, puis pilonnées sur 5 mètres de hauteur. C'est ainsi qu'on a réussi à conserver sous 18 mètres de remblai un ouvrage fondé dans un terrain de Craie Marneuse que le piétinement transformait en bourbier, sans autres travaux de pilotage que ceux exécutés à l'avant et à l'arrière du radier.

A la rue des Maretz, la situation étant périlleuse, en raison de la forte déclivité du coteau, l'ouvrage a été construit avec un puisard à l'amont, de façon à diminuer la pente du radier. L'on a noyé dans la fondation en béton deux conduites en gresserie de Sars Poteries qui reçoivent les eaux inférieures à la nappe superficielle et les écoulent à l'aval (Pl. 28, *fig.* 11) ; le béton coiffe deux files de pieux liernés dans les deux sens et le tuyau en fonte à brides qui forme l'aqueduc est noyé dans le béton. Ce n'est que dans a fondation de cet ouvrage et dans l'aqueduc définitif de La Tatouillette que l'on a piloté en surface sur toute l'étendue de l'ouvrage.

Pour le rétablissement des voies de communication, on a adopté les tabliers métalliques qui donnent bien plus de sécurité que les voûtes, dans ces terrains meubles.

Deux accidents sont à signaler dans la construction des ouvrages d'art.

1° L'aqueduc rond en maçonnerie de $1^m,20$ de diamètre construit dans le remblai de La Tatouillette a été entraîné dans le mouvement du sous-sol et complètement détruit. I avait été noyé comme le ponceau de Quiquengrogne, c i a deux mètres de diamètre, dans un massif de béton enca - tré de $0^m,50$ dans les marnes, mais comme on l'a vu, to t

le sous-sol, quand on a remblayé, a glissé vers le Thalweg. Aujourd'hui la tête aval de l'aqueduc est à $3^m,50$ au-dessus de l'établissement primitif. Elle a été en outre déplacée dans le sens longitudinal de 8 mètres, et la tête amont, soulevée de $2^m,50$, a avancé de 4 mètres.

L'ouvrage présente donc actuellement en son milieu une solution de continuité de 12 mètres dans laquelle ont pénétré les terres du remblai. Le nouvel aqueduc est indiqué en coupe (Pl. 29, *fig.* 4). Un pilotage très serré, fortement lierné dans les deux sens a été battu pour enraciner la fondation profondément dans la Diève. On a rempli la fouille d'un béton au trass dans lequel l'on a noyé un tuyau en fonte de $1^m,10$ de diamètre à cordon et emboîtement, du type de la ville de Paris. Dans les fondations de l'ouvrage passe le drainage de ceinture décrit plus haut pour assainir le remblai.

2° A la fontaine Spa, l'on avait établi une conduite en fonte reposant sur grillage, noyé dans la maçonnerie.

Il s'est produit un accident moins grave qu'à La Tatouillette, mais identique dans ses effets. La partie amont de l'ouvrage n'a pas bougé, mais vers le milieu, deux tuyaux à emboîtement et cordon, se sont déboîtés et la partie aval a été entraînée dans le mouvement du sol. A l'aide d'une galerie, l'on a enlevé les tuyaux disjoints, puis on a démoli la fondation et approfondi les fouilles jusqu'au-dessous du plan de glissement; enfin on a coulé du béton et remis les tuyaux en place, en complétant le système par une enceinte de pieux et palplanches autour de la tête aval reconstruite. L'ouvrage est rechargé depuis trois mois sans qu'on ait eu à constater la moindre déformation. L'importance des accidents aux ouvrages d'art représente au total pour La Tatouillette et Spa, une dépense de 32 000 francs, soit moins de 3 p. 100 du montant du chapitre.

CONCLUSIONS.

S'il est donné aux constructeurs de la ligne de Busigny à Hirson de faire encore des travaux dans ces terrains où l'on n'a pas, comme dans l'espèce du chemin de fer de Versailles, rive gauche, ou de La Planquette, près Bohain, la ressource de se débarrasser des eaux par un forage dans un sous-sol perméable, ces Ingénieurs guidés par l'expérience, adopteront le programme suivant :

1° Dans la constitution du projet, l'on ne se préoccupera pas de l'équilibre des terrasses et l'on déterminera le tracé par des considérations uniquement tirées de l'étude géologique du pays. On évitera notamment les sables glauconieux, et les cendrières (terre à alun), et l'on mettra en dépôt les glaises et les marnes argileuses, pour n'incorporer dans les remblais que des sables et des argiles franches, en ne les mélangeant pas ;

2° On assurera l'écoulement des eaux superficielles et souterraines, par des drainages séparés, et l'on mettra les terrassements à l'abri des agents atmosphériques ;

3° En conséquence, lorsque la séparation des terrains perméables et imperméables sera nette, on appliquera aux tranchées les méthodes de M. de Sazilly en asseyant bien les drainages. Lorsque les lits de filtration resteront indécis, on recueillera les eaux dans un filtre superficiel général adossé à un revêtement maçonné percé de barbacanes en cas d'accidents, mais gazonné à queue dans le cas général : des éperons à sec seront utilement engagés dans les terres ;

4° En cas de venue du coteau, on établira, en outre du système de drainage de superficie qui a pour exutoire . s fossés maçonnés du chemin de fer, un drainage de fo d dont le collecteur souterrain occupera l'axe longitudi l de la plate-forme. Dans les renforts des murs de soutèn -

ment de la couche filtrante, ainsi que dans les entretoises qui relieront les soutènements face à face, si le terrain est très mauvais, l'on ménagera les vides voulus pour le passage des eaux. Si la plate-forme a une tendance à remonter, l'on assurera la stabilité des murs de soutènement et d'entretoisement en les rendant solidaires d'un pilotis profondément enraciné dans un sous-sol résistant.

5o Toutes les eaux seront recueillies du côté amont des remblais dans un drainage poussé aussi bas que possible et se vidangeant dans le radier évidé d'un aqueduc. En cas de glissement du sous-sol sous le poids d'un remblai, on coupera à l'aval du remblai les plans aquifères par un mur maçonné de forte épaisseur contre lequel sera adossé une couche filtrante déversant les eaux dans les dallots ménagés dans le mur; on partira de cette solide ceinture pour lancer dans l'intérieur du remblai des éperons maçonnés munis de dallots recueillant toutes les eaux intérieures, par un filtre général.

6° On emploiera, de préférence aux drains de l'agriculture, les tuyaux dits de gresserie; on veillera à ce que tous les débouchés des barbacanes restent libres; à cet effet, on placera un tampon de foin dans les orifices, lors des fortes gelées.

7° En général, on fondera haut les ouvrages en donnant un tel empatement aux fondations que la pression soit réduite à deux kilogrammes par centimètre carré dans les terrains que le piétinement des terrassiers transforme en boue. On pilotera profondément dans toute l'étendue de l'enceinte des ouvrages à flanc de coteau en coiffant les pieux d'un béton énergique, support et enveloppe de la conduite en fonte du commerce, qui forme l'aqueduc. Lorsque le terrain est horizontal, une enceinte générale de pieux et palplanches suffit. Quand le terrain sera un peu incliné, on établira un ponceau rond en maçonnerie de briques en dehors du thalweg, de telle sorte qu'il soit noyé

jusqu'au diamètre horizontal et ne soit pas ripé par le remblai.

On placera au thalweg une conduite de fonte, qui pendant l'exécution, recevra le débit d'étiage du ruisseau, et après la construction du ponceau, assèchera les parties restées en dehors de son action.

Quand les terres d'un remblai ne viendront que d'un seul côté, on établira une voie provisoire, qui permettra, en prenant le ponceau en pointe, de décharger simultanément à gauche et à droite sur les reins. On pilonnera sur au moins cinq mètres de hauteur.

8° Dans les passages inférieurs et supérieurs, l'on n'admettra en principe que les tabliers métalliques.

9° Dans les dièves et l'argile franche, on fondera sans enceinte générale de pieux et palplanches; mais des enceintes seront projetées, en outre des garde-radiers, dans les glaises et les sables mobiles, même pour les ouvrages placés en dehors du lit du cours d'eau.

Les épuisements très restreints par la méthode indiquée à l'article 7, se feront dans un puisard situé en dehors de l'emplacement de l'ouvrage.

10° Il demeure entendu que les fours à briques précèderont d'une année l'ouverture des chantiers.

Laon, le 25 mai 1883.

N° 58

NOTE

SUR

LES RACCORDEMENTS PARABOLIQUES

DE LA VOIE EN PLAN

Par M. TOURTAY, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

On a reconnu depuis longtemps la nécessité, pour faire varier le dévers d'une façon continue dans les voies ferrées, d'intercaler entre un alignement droit et le cercle qui le suit une courbe de raccordement à rayon variable.

Une instruction jointe à la circulaire ministérielle du 28 juin 1879, qui accompagne le recueil de formules pour l'étude et la construction des chemins de fer, indique la manière de tracer ce raccordement, au moyen d'une courbe parabolique dont l'équation est :

$$y = \frac{x^3}{135\,000}.$$

La solution que comporte l'application de cette courbe de raccordement a été développée par M. Nordling, Ingénieur en chef de la Compagnie d'Orléans, dans un mémoire inséré aux *Annales* de 1867, 2me semestre.

Cette solution n'est qu'approximative, car la démonstration des propriétés de la courbe de raccordement se fait en admettant comme expression de la courbure :

$$\frac{d^2y}{dx^2}.$$

expression approchée, qui ne donne des résultats suffisamment exacts que pour des arcs de faible étendue à partir de l'origine, comme le fait remarquer M. Nordling.

Il ne semble pas qu'on ait cherché jusqu'ici, en soumettant le problème à une analyse rigoureuse, à se rendre compte du degré d'approximation que peut donner la formule précitée.

Tel est l'objet que nous nous sommes proposé ; on verra, par la suite de la présente note, que l'application de la courbe $y = \frac{x^3}{135\,000}$ comme raccordement donne lieu à des erreurs assez notables lorsqu'il s'agit de raccorder des courbes à faible rayon, celles de 300 et 350 mètres par exemple, avec un alignement droit.

Nous donnerons donc des coefficients permettant de tracer les courbes de raccordement avec toute l'exactitude désirable, même pour ces rayons minimum.

Le problème à résoudre se pose ainsi :

Étant donné un alignement droit suivi d'un arc de cercle, il s'agit de les raccorder par une courbe déterminée de telle sorte que le dévers y augmente uniformément depuis la valeur zéro qu'il a sur l'alignement droit, jusqu'à la valeur qu'il doit atteindre sur l'arc de cercle.

Le dévers doit d'ailleurs rester toujours inversement proportionnel au rayon de courbure, d'après le principe généralement adopté.

Il résulte de là entre le rayon de courbure en un point quelconque de la courbe et l'arc parcouru depuis l'origine la relation :

$$\rho = \frac{k}{s}.$$

Le coefficient k dépend de la formule admise pour le

dévers et de la pente qu'on se donne le long du raccordement parabolique.

Si l'on admet pour le dévers la formule $\frac{45}{\rho}$ et qu'on se donne une pente de 0,002 pour le raccordement parabolique, comme on le fait en général, on aura :

$$\frac{45}{\rho} \text{ ou } \frac{45 \times s}{k} = 0{,}002\, s.$$

d'où :

$$k = \frac{45}{0{,}002} = 22\,500.$$

Conservons la formule sous sa forme générale :

$$\rho = \frac{k}{s}.$$

Si nous appelons α l'angle de la tangente avec l'axe des x, nous avons :

$$ds = \rho\, d\alpha = \frac{k}{s}\, d\alpha.$$

d'où :

$$s\, ds = k d\alpha,$$

$$\frac{1}{2} s^2 = k\alpha,$$

en plaçant l'origine des arcs au point de contact de la courbe avec l'axe des x.

De là :

$$\alpha = \frac{1}{2k} s^2.$$

On a d'ailleurs :

$$dx = ds \cos\alpha,$$
$$dy = ds \sin\alpha,$$

or :

$$\cos\alpha = 1 - \frac{\alpha^2}{2} + \frac{\alpha^4}{24} - \dots$$

$$\sin\alpha = \alpha - \frac{\alpha^3}{6} + \frac{\alpha^5}{120} \dots$$

En remplaçant α par sa valeur $\frac{s^2}{2k}$ nous aurons :

$$dx = ds - \frac{s^4\,ds}{2(2k)^2} + \frac{s^8\,ds}{24(2k)^4} - \ldots\ldots$$
$$dy = \frac{s^2\,ds}{2k} - \frac{s^6\,ds}{6(2k)^3} + \frac{s^{10}\,ds}{120\,(2k)^5} \ldots\ldots$$

d'où, en intégrant et remarquant que pour $s = 0$ on a $x = 0$, $y = 0$:

$$x = s - \frac{s^5}{10(2k)^2} + \frac{s^9}{216(2k)^4} - \ldots\ldots \quad (1)$$
$$y = \frac{s^3}{6k} - \frac{s^7}{42(2k)^3} + \frac{s^{11}}{1320(2k)^5} - \ldots\ldots \quad (2)$$

Si nous appelons φ l'angle que fait avec l'axe des x la tangente à l'extrémité C du raccordement parabolique (*fig.* 1); R le rayon du cercle primitif OB; m et n l'abscisse et l'ordonnée du point extrême du raccordement; R' le rayon OC du cercle tangent à l'extrémité du raccordement parabolique; p la longueur totale du raccordement, nous aurons :

$$R = R' \cos\varphi + n,$$

mais

$$R' = \frac{k}{p};\ \varphi = \frac{p^2}{2k}.$$

donc

$$R = \frac{k}{p} \cos \frac{p^2}{2k} + n.$$

Développons le cosinus et remplaçons l'ordonnée n par sa valeur en fonction de p; il vient :

$$R = \frac{k}{p}\left(1 - \frac{p^4}{8k^2} + \frac{p^8}{24(2k)^4} - \frac{p^{12}}{720(2k)^6} + \ldots\right)$$
$$+ \frac{p^3}{6k} - \frac{p^7}{42(2k)^3} + \frac{p^{11}}{1320(2k)^5} - \ldots$$

ou

$$R = \frac{k}{p} + \frac{p^3}{24k} - \frac{p^7}{336(2k)^3} + \frac{p^{11}}{15840\,(2k)^5} - \ldots\ldots \quad (A)$$

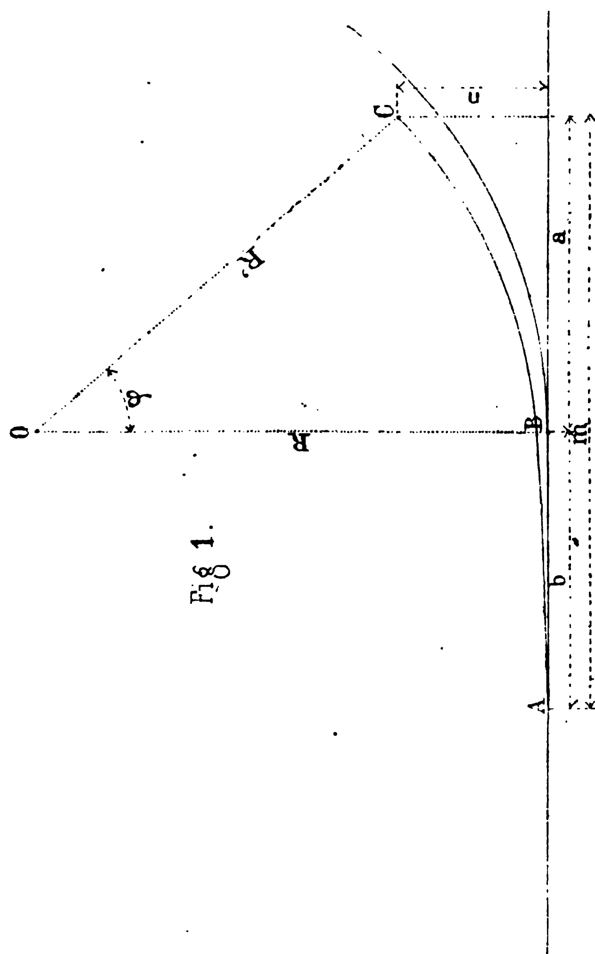


Fig. 1.

On pourrait, étant donné le rayon R, calculer l'arc p au moyen de cette formule par approximations successives ; mais il est plus commode d'avoir directement la valeur de p en fonction de R.

On l'obtient facilement en posant :

$$R - \frac{k}{p} = \frac{\alpha}{R^3} + \frac{\beta}{R^7} + \frac{\gamma}{R^{11}} + \dots\dots\dots$$

d'où

$$p = \frac{k}{R} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{R^4} - \frac{\beta}{R^8} - \frac{\gamma}{R^{12}} - \dots\dots}$$

$$p = \frac{k}{R} \cdot \left(1 + \frac{\alpha}{R^4} + \frac{\alpha^2 + \beta}{R^8} + \frac{\alpha^3 + \alpha\beta + \gamma}{R^{12}} + \dots\dots \right. \quad \text{(B)}$$

Si l'on remplace les puissances de p par leurs valeurs développées dans l'équation (A) et qu'on identifie les coefficients des puissances égales de la variable R dans les deux membres, on trouve :

$$\alpha = \frac{k^2}{2^3 \times 3} = \frac{k^2}{24},$$

$$\beta = \frac{13k^4}{2^7 \times 3 \times 7} = \frac{13k^4}{2688},$$

$$\gamma = \frac{3307k^6}{2^{10} \times 3^2 \times 5 \times 7 \times 11}.$$

On peut dès lors calculer aisément les coefficients des puissances de $\frac{1}{R}$ dans l'équation (B), ce qui donne :

$$p = \frac{k}{R} + \frac{1}{2^2 \times 3} \cdot \frac{k^3}{R^5} + \frac{53}{2^7 \times 3^2 \times 7} \cdot \frac{k^5}{R^9} + \frac{3209}{2^8 \times 3^3 \times 5 \times 7 \times 11} \cdot \frac{k^7}{R^{13}} + \dots$$

pour $k = 22\,500$ et en posant d'ailleurs $r = \frac{R}{100}$, on a :

$$p = 3^2 \times 5^2 \times \frac{1}{r} + \frac{3^5 \times 5^2}{2^7} + \cdot \frac{1}{r^3} + \frac{53 \times 3^8 \times 5^2}{2^{15} \times 7} \cdot \frac{1}{r^9}$$
$$+ \frac{3209 \times 3^{11} \times 5}{2^{20} \times 7 \times 11} \cdot \frac{1}{r^{13}} + \dots\dots\dots$$

ou bien

$$p = \frac{225}{r} + \frac{4{,}746\,096}{r^3} + \frac{3{,}789\,992}{r^9} + \frac{3{,}520\,330}{r^{13}} + \dots\dots \quad (3).$$

C'est avec cette formule que nous avons calculé les longueurs de p pour des rayons variant de 300 à 1 000 mètres.

Ayant la longueur de l'arc, nous avons déterminé l'abscisse et l'ordonnée m et n par les formules (1) et (2).

Quant au rayon R' il est donné par la formule :

$$R' = \frac{k}{p} \qquad (4).$$

Il est important de calculer la longueur a comprise entre le point de contact du cercle primitif et la projection sur l'axe des x de l'extrémité du raccordement parabolique.

On a

$$a = R'.\sin\varphi = \frac{k}{p}.\sin\frac{p^2}{2k}$$

$$a = \frac{k}{p}\left(\frac{p^2}{2k} - \frac{p^6}{6(2k)^3} + \frac{p^{10}}{120(2k)^5} - \ldots\ldots\right)$$

$$a = \frac{p}{2} - \frac{p^5}{12(2k)^5} + \frac{p^9}{240(2k)^4} - \ldots\ldots \qquad (5)$$

On voit que la longueur a n'est pas exactement la moitié de la longueur m, comme on l'admet lorsqu'on emploie la formule approximative $y = \frac{x^3}{135\,000}$, car on a :

$$\frac{m}{2} = \frac{p}{2} - \frac{p^5}{20(2k)^2} + \frac{p^9}{432(2k)^4} - \ldots\ldots$$

La différence entre a et $b = m - a$ n'est d'ailleurs sensible que pour les faibles rayons.

Elle est de :

0,079 pour R = 300,
0,036 pour R = 350,
0,019 pour R = 400,
0,010 pour R = 450.

Elle est inférieure à 0,01 pour les rayons au-dessus de 450, et peut être négligée.

Les formules (1), (2), (3), (4) et (5) ont servi à calculer la table I ci-après.

TABLE I.

R	p	m	n	a	b	R'
300	75,1973	75,0786	3,1462	37,4998	37,5788	299,2150
350	64,3766	64,3220	1,9751	32,1428	32,1792	349,5060
400	56,2965	56,2686	1,3212	28,1250	28,1436	399,669
450	50,0258	50,0103	0,9272	25,0000	25,0103	449,7682
500	45,0152	45,0061	0,6756	22,5000	22,5061	499,8510
600	37,5061	37,5024	0,3908	18,7500	18,7524	599,9024
700	32,1457	32,1440	0,2460	16,0714	16,0726	699,9386
800	28,1265	28,1256	0,1648	14,0625	14,0631	799,9567
900	25,0008	25,0003	0,1158	12,5000	12,5003	899,9710
1000	22,5005	22,5002	0,0844	11,2500	11,2502	999,9765

TABLE II.

x	y	s
5	0,00093	5,00000
10	0,00741	10,00000
15	0,02500	15,00004
20	0,05926	20,00016
25	0,11575	25,00048
30	0,20002	30,00120
35	0,31765	35,00259
40	0,47421	40,00506
45	0,67531	45,00912
50	0.92658	50,01545
55	1,23368	55,02490
60	1,60235	60,03851
65	2,03838	65,05753
70	2,54767	70.08344
75	3,13625	75,11802

Pour le calcul de la table II, il est avantageux d'obtenir les expressions de y et de s en fonction de l'abscisse x.

Nous avons trouvé :

$$x = s - \frac{s^5}{10\,(2k)^2} + \frac{s^9}{216\,(2k)^4} - \dots\dots\dots$$

Si nous posons :

$$s = x + \alpha\, x^5 + \beta x^9 + \dots\ \dots\dots$$

nous aurons, en substituant aux puissances de s leur

aleur développée et en égalant les puissances identiques le x dans les deux membres :

$$\alpha = \frac{1}{10\,(2k)^2}$$

$$\beta = \frac{49}{1080\,(2k)^4}$$

r suite :

$$s = x + \frac{x^5}{10\,(2k)^2} + \frac{49}{1080} \cdot \frac{x^9}{(2k)^4} + \cdots\cdots \qquad (6)$$

En substituant cette valeur de s dans l'équation (2), on ouve :

$$y = \frac{x^3}{6k} + \frac{8}{105} \cdot \frac{x^7}{(2k)^3} + \frac{293}{7425} \cdot \frac{x^{11}}{(2k)^5} + \cdots\cdots \qquad (7)$$

C'est au moyen des deux équations (6) et (7) qu'a été lculée la table II.

Si dans l'équation (7) on réduit le second membre à son emier terme $y = \frac{x^3}{6k}$ on retombe sur la formule approxi-tive habituellement employée, car pour $k = 22\,500$, a :

$$y = \frac{x^3}{135000}.$$

En comparant la table II à celle habituellement employée ur déterminer les ordonnées du raccordement, on con-tera des différences en général faibles, mais qui attei-ent cependant 0,011 pour $x = 75^{m}$, ce qui correspond eu près à l'extrémité du raccordement pour le rayon 300. L'erreur commise dans le tracé de ce raccordement squ'on emploie la formule ordinaire est en réalité plus te.

On admet en effet, pour la valeur de m, 75^{m}, tandis e la valeur réelle est $75^{m},08$; il en résulte que l'ordonnée extrémité est de $3^{m},146$ au lieu de $3^{m},125$.

En outre, l'origine du raccordement, au lieu d'être à

$37^m,50$ du point de contact du cercle primitif, en est à $37^m,58$.

De la formule

$$y = \frac{x^3}{135000}$$

on tire

$$\frac{dy}{dx} = \frac{3x^2}{135000},$$

ce qui, pour $x = 75$ donne, φ_1 étant l'angle de la tangente à la courbe avec l'axe des x :

$$\text{tg}\,\varphi_1 = \frac{1}{8},$$

d'où

$$\varphi_1 = 7^\circ\,7'\,30'',1.$$

La tangente au cercle qui suit le raccordement parabolique est donnée au même point par la formule :

$$\text{tg}\,\varphi_2 = \frac{37,50}{300 - 3,125},$$

d'où :

$$\varphi_2 = 7^\circ\,11'\,57'',2.$$

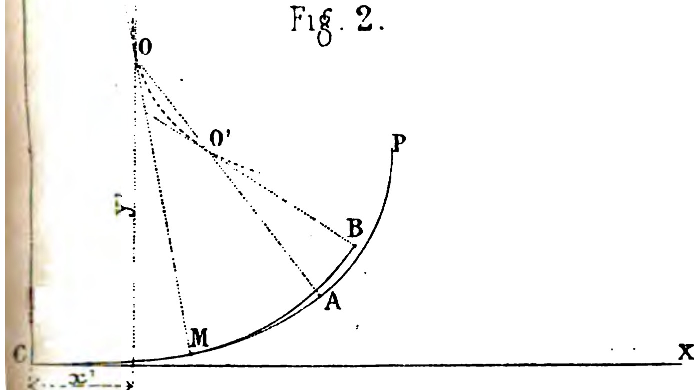
Ainsi le raccordement laisse à désirer, puisque les deux courbes font à leur point de rencontre un angle de $4'\,27'',1$.

Il y aura donc utilité, pour les petits rayons au moins, à se servir des tableaux I et II, dont l'emploi est d'ailleurs aussi simple que celui des tableaux habituellement en usage.

RACCORDEMENT DE DEUX COURBES CONSÉCUTIVES.

On peut employer, pour raccorder deux courbes consécutives tangentes entre elles, la même courbe parabolique que pour raccorder un alignement droit avec une courbe, c'est-à-dire celle dans laquelle le rayon de courbure croît proportionnellement à l'arc.

Soient O et O′ les centres des deux courbes MA, AP, ngentes en A. Désignons par r le rayon OA, par l la disnce des centres OO′ (*fig.* 2).



Traçons la courbe parabolique définie précédemment; soit M le point où le rayon de courbure est égal à r; nous rapportons comme précédemment la courbe à deux axes rectangulaires, dont l'un Cx est la tangente au point où e rayon de courbure est infini, l'autre Cy la normale en e point.

Le point O appartient à la développée de cette courbe. Si nous prenons sur cette même développée un point tel que OO′ $= l$, ce point O′ sera le centre de courbure rrespondant à un point B de la courbe, et la courbe O′B, ncentrique à la courbe donnée O′A, devra être substituée celle-ci pour appliquer le raccordement parabolique.

Le problème étant ainsi posé, la solution est aisée. Désinons par x' et y' les coordonnées d'un point appartenant la 'éveloppée de la courbe parabolique. L'abscisse x'

n'est autre chose que la quantité désignée par b ou m — dans le tableau I; elle a pour valeur, s étant l'arc corr pondant de la courbe :

$$x' = \frac{1}{2} s - \frac{s^5}{60\,(2k)^2} + \frac{s^9}{2160\,(2k)^4} - \dots\dots$$

L'ordonnée y' n'est autre chose que le rayon R du mê tableau qui correspond au rayon $\rho = R'$ ou à l'arc par suite :

$$y' = \frac{k}{s} + \frac{s^3}{24k} - \frac{s^7}{336\,(2k)^3} + \frac{s^{11}}{15840\,(2k)^5} - \dots\dots$$

On a d'ailleurs

$$\rho = \frac{k}{s}$$

ou

$$s = \frac{k}{\rho};$$

en remplaçant s par cette valeur dans les deux form on a :

$$x' = \frac{1}{2}\frac{k}{\rho} - \frac{k^5}{60\,(2k)^2\rho^5} + \frac{k^9}{2160\,(2k)^4\rho^9} - \dots\dots$$

$$y' = \rho + \frac{k^3}{24\,k\rho^2} - \frac{k^7}{336\,(2k)^3\rho^7} + \frac{k^{11}}{15840\,(2k)^5\rho^{11}} - \dots$$

ou en posant

$$k' = \frac{k}{2}$$

$$x' = \frac{k'}{\rho} - \frac{k'^3}{30\,\rho^5} + \frac{k'^5}{1080\,\rho^9} - \dots\dots$$

$$y' = \rho + \frac{k'^2}{6\,\rho^3} - \frac{k'^4}{168\,\rho^7} + \frac{k'^6}{7920\,\rho^{11}} - \dots\dots$$

Posons en outre :

$$\Phi = \frac{k'^3}{15\,\rho^5} - \frac{k'^5}{540\,\rho^9} + \dots\dots$$

$$\Psi = \frac{k'^2}{3\,\rho^3} - \frac{k'^4}{84\,\rho^7} + \frac{k'^6}{3960\,\rho^{11}} + \dots\dots$$

Nous aurons :

$$x' = \frac{k'}{\rho} - \frac{1}{2}\Phi. \tag{12}$$

$$y' = \rho + \frac{1}{2}\Psi. \tag{13}$$

Appelons g et h les coordonnées du point O ; nous avons :

$$g = \frac{k'}{r} - \frac{1}{2}\Phi_1,$$

$$h = r + \frac{1}{2}\Psi_1.$$

Φ_1 et Ψ_1 étant les valeurs que prennent les fonctions Φ et Ψ, quand on y fait $\rho = r$.

On a d'ailleurs :

$$l^2 = (g - x')^2 + (y' - h)^2.$$

ou bien

$$l^2 = \left\{ k'\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho}\right) - \frac{1}{2}(\Phi_1 - \Phi) \right\}^2 + \left\{ \rho - r - \frac{1}{2}(\Psi_1 - \Psi) \right\}^2$$

ou en développant :

$$l^2 = k'^2 \frac{(\rho - r)^2}{r^2 \rho^2} - k'\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho}\right)(\Phi_1 - \Phi) + \frac{1}{4}(\Phi_1 - \Phi)^2.$$

$$+ (\rho - r)^2 - (\rho - r)(\Psi_1 - \Psi) + \frac{1}{4}(\Psi_1 - \Psi)^2.$$

$$l^2 = (\rho - r)^2 \left\{ 1 + \frac{k'^2}{r^2 \rho^2} \right\} - k'\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho}\right)(\Phi_1 - \Phi) + \frac{1}{4}\Phi_1 - \Phi)^2$$

$$-(\rho - r)(\Psi_1 - \Psi) + \frac{1}{4}(\Psi_1 - \Psi)^2.$$

Cette équation se résout facilement par approximations successives. Mettons-la en effet sous la forme :

$$\left.\begin{aligned} (\rho - r)^2 = {} & \frac{l^2 + k'\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{\rho}\right)(\Phi_1 - \Phi) - \frac{1}{4}(\Phi_1 - \Phi)^2}{1 + \frac{k'^2}{r^2 \rho^2}} \\ & \frac{+ (\rho - r)(\Psi_1 - \Psi) - \frac{1}{4}(\Psi_1 - \quad)^2.}{1 + \frac{k'^2}{r^2 \rho^2}} \end{aligned}\right\} \tag{14}$$

Les quantités $\Phi_1 - \Phi$, $\Psi_1 - \Psi$ sont très petites, la quantité $\frac{k'^2}{p^2\rho^2}$ est également petite relativement à l'unité; on a donc comme première approximation :

$$(\rho_1 - r)^2 = l^2.$$

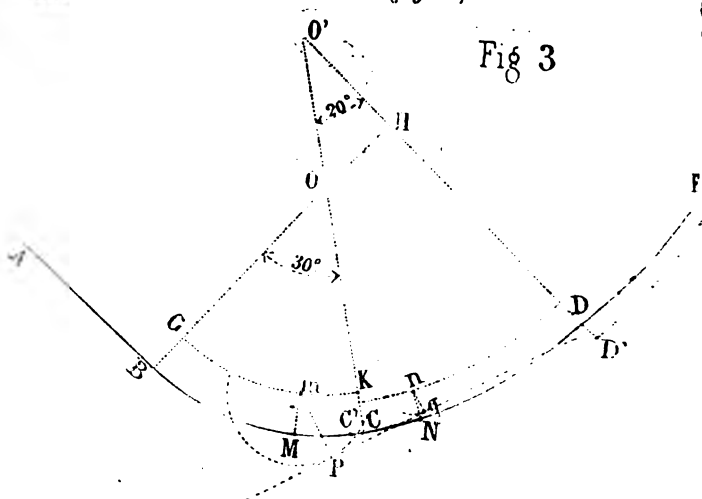
ou

$$\rho_1 = r + l.$$

En substituant cette valeur dans le second membre, on obtient une seconde valeur plus approchée ρ_2 et ainsi de suite.

Nous allons appliquer à un exemple les considérations qui précèdent, pour indiquer plus clairement l'usage des formules.

Supposons que la voie primitive se compose de deux alignements droits AB, DE, séparés par deux courbes tangentes, l'une, BC, de 300 mètres de rayon, l'autre, CD, de 500 mètres de rayon. Nous admettons que l'angle au centre de la courbe de 300 mètres est de 30°, celui de la courbe de 500 mètres de 20° (*fig.* 3).



Nous aurons d'abord à raccorder la courbe de 300 mètres avec l'alignement droit AB. Cette courbe va se trouver par suite remplacée (voir le tableau I) par une courbe concentrique GK dont le rayon sera 299,2130.

La distance des centres des deux courbes à raccorder

$$l = 200^{m}.$$

Dans la formule (14) nous aurons à faire $r = 299,2130$.

Rappelons d'ailleurs que $k' = \frac{k}{2} = 11\,250$.

La formule (14) va nous servir à calculer le rayon ρ de la courbe, concentrique à celle de 500 mètres, à substituer à celle-ci pour introduire entre les deux courbes r et ρ le raccordement parabolique.

Nous avons à calculer dans cette formule les valeurs de Φ_1 et Ψ_1 ; on pourrait le faire au moyen des formules générales (10) et (11); mais on peut s'en dispenser dans le cas particulier, en se servant du tableau I.

L'abscisse g du point O n'est autre en effet, comme nous l'avons dit, que la quantité b du tableau I, de sorte que l'on a, d'après la formule (12):

$$b = \frac{k'}{r} - \frac{1}{2}\Phi_1 = \frac{1}{2}p - \frac{1}{2}\Phi_1,$$

d'où

$$\Phi_1 = p - 2b = 0,0397;$$

de même l'ordonnée h n'est autre que la quantité R du tableau I, de sorte que, d'après la formule (13),

$$R = r + \frac{1}{2}\Psi_1,$$

d'où

$$\Psi_1 = 2(R - r) = 1,5740.$$

La formule (14) donne, comme première approximation :

$$\rho_1 = r + l = 499,2130.$$

Substituant cette valeur à la place de ρ dans le second membre de cette formule, les quantités Φ et Ψ étant d'ailleurs calculées par les formules (10) et (11), on trouve comme seconde approximation :

$$\rho_2 - r = 200{,}0503,$$

d'où

$$\rho_2 = 499{,}2633.$$

En substituant de même cette valeur de ρ_2 dans le second membre de la formule (14) on a pour troisième approximation :

$$\rho_3 - r = 200{,}0506,$$

d'où

$$\rho_3 = 499{,}2636.$$

Ainsi, pour l'introduction du raccordement parabolique, la courbe de 500 mètres devra être remplacée par une courbe concentrique de 499,2636 de rayon.

Il est nécessaire de déterminer la position des extrémités du raccordement parabolique sur chacune des courbes de 299,2130 et 499,2636 de rayon par rapport à la ligne des centres.

Si nous appelons ω l'angle que forme cette ligne des centres avec l'axe des y, nous aurons :

$$\sin \omega = \frac{g - x'}{l}.$$

L'angle ω est donc facile à déterminer; g est la quantité b du tableau I;

$$g = 37{,}5788,$$

de plus

$$l = 200.$$

Enfin x' se calcule au moyen de la formule (8) en remplaçant ρ par la valeur trouvée ci-dessus :

$$\rho = 499{,}2636;$$

on trouve

$$x = 22{,}5317,$$

par suite

$$\omega = 4^\circ\ 18'\ 53'',0.$$

D'autre part, le rayon r à l'origine du raccordement et le rayon ρ à la fin forment avec le même axe des y des angles qui sont ceux désignés par φ dans la première partie de cette note; on a :

$$\varphi = \frac{p^2}{2k} = \frac{k'}{\rho^2}.$$

On peut donc calculer immédiatement les angles

$$\varphi_1 = \frac{k'}{r^2} = 7^\circ\ 11'\ 58'',9$$

$$\varphi = \frac{k'}{\rho^2} = 2^\circ\ 35'\ 9'',3$$

Les angles $\varphi_1 - \omega$ et $\omega - \varphi$ serviront à déterminer les longueurs à prendre sur les circonférences pour appliquer le raccordement parabolique.

On a

$$\varphi_1 - \omega = 2^\circ\ 53'\ 5'',9$$
$$\omega - \varphi = 1^\circ\ 43'\ 43'',7.$$

Voici dès lors comment on procédera pour le tracé de ce raccordement.

On prendra sur les courbes primitives BC et CD, de part et d'autre du point C des longueurs

$$CM = 15,1057$$

et

$$CN = 15,0867$$

qui correspondent aux angles au centre $\varphi_1 - \omega$ et $\omega - \varphi$.

On portera normalement

$$Mm = 300 - 299,2130 = 0,7870$$

et

$$Nn = 500 - 499,2636 = 0,7364.$$

Les points m et n seront les deux extrémités du raccordement,

Pour en avoir les points intermédiaires, il convient de tracer l'axe des x auquel doit être rapporté ce raccordement.

L'ordonnée y du point n sera donnée par la formule (2) où l'on peut remplacer s par sa valeur $\frac{2k'}{\rho}$, ce qui donne

$$y = \frac{2k'^2}{3\rho^3} - \frac{k'^4}{21\rho^7} + \frac{k'^6}{660\rho^{11}} - \ldots\ldots;$$

on trouve, en faisant $\rho = 499,2636$

$$y = 0,6779.$$

On pourrait calculer par la même formule l'ordonnée du point m, en remplaçant ρ par r; mais il est plus simple de remarquer que cette ordonnée est précisément celle donnée par le tableau I pour $R = 300$ et $R' = 299,2130$, soit

$$y_1 = 3,1462.$$

On décrira des points m en n avec les rayons y_1 et y deux circonférences; la tangente commune pq à ces circonférences sera l'axe des x, auquel on devra rapporter le raccordement parabolique $m\,n$.

On tracera ce raccordement entre les points m et n au moyen du tableau II, en remarquant que l'abscisse du point m est donnée par le tableau I et a pour valeur 75,0786.

On remarquera que le rayon de la courbe concentrique à substituer à la courbe de 500 se trouve fixé d'une façon définitive et que par suite il n'est plus possible de le modifier pour raccorder cette courbe avec l'alignement droit suivant, au moyen d'un arc parabolique.

Il convient d'opérer ainsi qu'il suit ce raccordement.

On fera tourner autour du centre O la ligne des centres OO' de façon que la courbe de 499,2636 se rapproche de

l'alignement droit DE jusqu'à en être à une distance exactement suffisante pour qu'on puisse insérer le raccordement parabolique entre cette courbe et l'alignement droit.

Cette distance nous sera donnée par la formule (A), dans laquelle nous remplacerons p par $\frac{2k'}{\rho}$, ce qui donne

$$R = \rho + \frac{k'^2}{6\rho^3} - \frac{k'^4}{168\rho^7} + \dots$$

En faisant

$$\rho = 499,2636,$$

on trouve

$$R - \rho = 0,1695,$$

$R - \rho$ est la distance cherchée; ainsi, on devra faire tourner le centre O' autour du point O de manière que O'D se réduise d'une longueur égale à

$$(500 - 499,2636) - 0,1695 \text{ ou } 0,5669.$$

Si nous abaissons la perpendiculaire OH sur O'D, nou avons $O'H = l \cos 20°$.

Soit ε l'angle dont on doit faire tourner la ligne des centres OO' autour du point O; on aura, après la rotation :

$$O H' = l \cos(20° + \varepsilon),$$

or

$$O H - O'H' = 0,5669;$$

d'ailleurs

$$l = 200;$$

donc

$$\cos 20° - \cos(20° + \varepsilon) = \frac{0,5669}{200},$$

d'où

$$\varepsilon = 0° 28' 10'',4.$$

L'ensemble du raccordement parabolique $m\,n$ et de la courbe de 499,2636 doit tourner autour du point O de l'angle ε; il en résulte que le point C vient en C', sur la courbe de 300 de sorte que

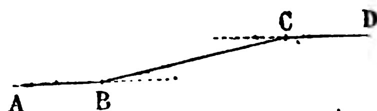
$$CC' = 300 \times \varepsilon = 2,4586.$$

La courbe de 500 mètres, au lieu d'être tracée à partir du point C tangentiellement à l'alignement DE, devra être tracée à partir du point C' tangentiellement à l'alignement D'E', situé à une distance du précédent égale à 0,1695.

C'est à partir du point C' qu'on portera les longueurs égales à CM et CN, et on tracera ensuite le raccordement comme il a été dit ci-dessus.

La méthode des raccordements paraboliques que nous venons de développer, et qui n'est autre, sauf une plus grande exactitude, que celle généralement employée, a pour effet de faire passer le rail extérieur d'un niveau AB à un autre CD par l'intermédiaire d'une rampe BC inclinée de 0,002 sur les direction AB, CD.

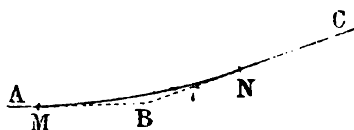
Fig. 4



Cette méthode n'est donc pas absolument satisfaisante théoriquement puisqu'elle n'admet aucun raccordement en profil entre AB et BC d'une part, entre BC et CD de l'autre; mais cela n'a pas grande importance dans la pratique, et rien n'empêche d'appliquer au rail extérieur après le tracé en plan de la courbe parabolique le raccordement en profil habituel défini par l'équation

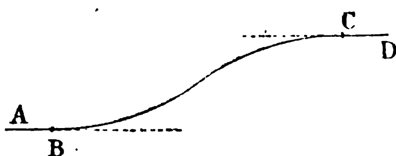
$$y = \frac{x^2}{10000}.$$

Ce raccordement occupe, en plan, une longueur de 10 mètres; l'ordonnée du point B est supérieure de $0^m,0025$



à ce qu'elle était avant l'application du raccordement: ainsi le dévers se trouvera augmenté entre M et N de $0^m,0025$ au maximum; cela est sans inconvénient pratique, si l'on considère que ce dévers est calculé pour une vitesse déterminée, et ne comporte pas par suite une rigueur absolue.

Si l'on voulait poser le problème sous sa forme la plus générale, on serait conduit à raccorder les deux niveaux AB et CD non plus par une ligne droite, mais par une courbe BC en forme de sinussoïde.



Si l'on appelle z l'ordonnée verticale de cette courbe, s l'arc de sa projection horizontale (c'est-à-dire l'arc du raccordement parabolique en plan) on pourra mettre l'équation de cette courbe, développée, sous la forme

$$z = \varphi(s)$$

z est le dévers; on a donc

$$z = \frac{k}{\rho}$$

ρ étant le rayon de courbure de la courbe parabolique en plan.

Mais on a

$$\rho = \frac{ds}{d\alpha}$$
$$dx = ds.\cos\alpha$$
$$dy = ds.\sin\alpha$$

on tire de là

$$k\,d\alpha = \varphi(s)\,ds$$
$$\alpha = \frac{1}{k}\int \varphi(s)\,ds$$
$$x = \int ds.\cos\left(\frac{1}{k}\int \varphi(s)\,ds\right)$$
$$y = \int ds\,\sin\left(\frac{1}{k}\int \varphi(s)\,ds\right).$$

Ces équations se prêtent à des solutions assez faciles, en choisissant convenablement la fonction $\varphi(s)$; mais on est conduit à des calculs laborieux et sans utilité pratique, comme nous venons de le faire observer.

Chalon-sur-Saône, le 20 mai 1883.

N° 59

NOTE

SUR

L'EXPROPRIATION DES MARAIS DE FOS

Par M. Alfred SALLES, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

L'article 5 de la loi du 9 août 1881, ayant pour objet la déclaration d'utilité publique et la concession du desséchement des marais de Fos et du colmatage de la Crau, porte :

« Les propriétés qui auront été définitivement comprises dans le périmètre du desséchement, à la suite de la procédure réglée par l'article 3 de la convention, seront acquises par la compagnie, en exécution de l'article 24 de la loi du 16 septembre 1807, par voie d'expropriation pour cause d'utilité publique.

« Il sera procédé au règlement des indemnités suivant les dispositions combinées de la loi du 3 mai 1841 et des paragraphes 2 et suivants de l'article 16 de la loi du 21 mai 1836.

« Ces expropriations devront être terminées dans le délai de deux ans, à partir de la date de la présente loi. »

Dans une note insérée au cahier des *Annales* de janvier 1882, pages 49 à 51, M. Tarbé de Saint-Hardouin, Inspecteur général des Ponts et Chaussées, a émis l'avis que cette loi ne comportait pas l'intervention de l'autorité judiciaire pour le prononcé de l'expropriation, et il a demandé com-

ment s'opèrerait la purge des hypothèques, comment se ferait la désignation du magistrat directeur du jury.

La présente note a pour objet de répondre à ces deux questions.

Le paragraphe 2 de l'article 16 de la loi du 21 mai 1836, explicitement visé par le paragraphe 2 de l'article 5 de la loi du 9 août 1881, est ainsi conçu: « Lorsque, pour l'exécution du présent article, il y aura lieu de recourir à l'expropriation, le jury spécial chargé de régler les indemnités ne sera composé que de quatre jurés. Le tribunal d'arrondissement, en prononçant l'expropriation, désignera, pour présider et diriger le jury, l'un de ses membres ou le juge de paix du canton. Ce magistrat aura voix délibérative en cas de partage. »

En vertu de cette disposition, l'autorité judiciaire est intervenue, à la suite de la procédure réglée par l'article 3 de la convention, pour le prononcé de l'expropriation des marais de Fos, qui s'étendent sur les deux arrondissements d'Aix et d'Arles, et les jugements d'expropriation ont été rendus le 29 juin 1883 par le tribunal de Tarascon, le 4 juillet 1883 par celui d'Aix.

Chacun de ces jugements a désigné le magistrat directeur du jury correspondant.

La purge des hypothèques s'est accomplie dans la quinzaine de la transcription du jugement d'expropriation, conformément à l'article 17 de la loi du 3 mai 1841.

A ces points de vue, l'application de la loi du 9 août 1881 n'a soulevé aucune difficulté parce que, contrairement aux craintes exprimées par M. l'Inspecteur général Tarbé de Saint-Hardouin, elle a comporté l'intervention de l'autorité judiciaire pour le prononcé de l'expropriation des marais de Fos.

Marseille, 7 septembre 1883.

CHRONIQUE.

(Octobre 1883)

N° 60

EXTRAIT D'UNE NOTE SUR LA GÉLIVITÉ DES PIERRES DE CONSTRUCTION

Par M. BRAUN, Ingénieur civil
ancien élève de l'École des Ponts et Chaussées

L'étude des pierres gélives a déjà donné lieu à un assez grand nombre de recherches sans qu'on ait pu jusqu'ici en tirer, au point de vue des constructions, des résultats bien nets et bien précis. Les seules indications qui présentent quelque degré de certitude sont celles qui découlent de l'observation longtemps prolongée des matériaux employés dans des conditions et climats correspondants à ceux où l'on doit les mettre en œuvre.

Le sulfate de soude, qu'on a préconisé à une certaine époque, ne fournit rien de bien décisif. Bien souvent des pierres qui ont résisté à la force expansive, ont ensuite éclaté à la gelée ; le fait inverse a été quelquefois remarqué.

De ce qu'une pierre a résisté pendant longtemps aux effets de la gelée, on ne peut même pas conclure qu'elle résistera indéfiniment; l'exemple du pont en pierre de Borrège, cité par Vicat, en est une preuve frappante :

M. Braun, ingénieur civil, ancien élève de l'École des Ponts et Chaussées, frappé du peu de données que l'on possède sur cette question si intéressante, a commencé des recherches dont nous croyons devoir dire quelques mots aux lecteurs des *Annales*. Après avoir fait remarquer d'abord que les effets de la gelée sont bien souvent confondus avec les autres causes de détérioration auxquelles les pierres sont soumises, il cherche à mieux préciser la question qu'il traite, et, à cet effet, il donne de la gélivité la définition suivante, qui est purement théorique et qui semble devoir être assez souvent modifiée en pratique : « *Une pierre est gélive, quand sa résistance à la traction longitudinale est moindre que la force d'expansion de l'eau contenue dans ses pores au moment de sa transformation en glace.* »

Cette définition, supposée exacte, fournit une première solution du problème et permet de reconnaître la résistance d'une pierre à la gelée *sans l'y exposer*.

La théorie mécanique de la chaleur nous enseigne en effet qu'un kilogramme d'eau, en se congelant, développe un travail mécanique égal à 33 681 kilogrammètres. Cette connaissance de la force développée par l'eau au moment de son changement d'état permettrait donc de juger de la gélivité d'une pierre si l'on savait de plus quelles sont : 1° sa densité ; 2° sa porosité ; 3° sa résistance à la traction longitudinale. Si la quantité d'eau contenue dans 1 centimètre cube d'une pierre ne produit pas, en se congelant, une force supérieure à sa résistance à la traction par centimètre carré, la pierre ne serait pas gélive.

Malheureusement les choses ne sont pas aussi simples dans la pratique. Les principaux éléments de perturbation sont : 1° le manque d'homogénéité des pierres ; 2° l'état de surfusion de l'e[...] qui se produit souvent à l'intérieur des pierres ; 3° l'action chi[...] que des eaux de carrière.

Le manque d'homogénéité est trop connu pour qu'on i[...] sur ce point. La capacité d'absorption de l'eau pour des pi[...] provenant de la même carrière et des mêmes bancs varie [...] dans des limites assez étendues pour qu'il soit difficile de déter[...] ner à priori quel est, pour une pierre donnée, la quantité d'[...] dont on doit estimer la force expansive de congélation. Les circ[...] stances dans lesquelles s'opère la traction longitudinale ne s[...] pas non plus à négliger. M. Braun, se fondant sur les expérien[...] d'Hodgkinson, pense qu'il y aurait lieu de réduire d'un tiers [...] chiffre obtenu dans les essais de traction. Mais de plus, comme [...] rupture complète est toujours précédée d'une désagrégation q[...] se traduit par des fissures et que ces fissures se produisent géné[...] ralement sous une charge qui varie du tiers à la moitié de celle q[...] occasionne la rupture totale, il faudrait en outre, pour tenir comp[...] de ces faits, introduire un nouveau coefficient de réduction, co[...] pris entre les limites qu'on vient d'indiquer.

Des expériences nombreuses et faites avec le plus grand s[...] permettraient seules de décider quel est le degré de confi[...] qu'il est possible d'attribuer aux vues nouvelles de M. Braun. L[...] exemples pratiques qu'il cite semblent bien concorder avec [...] conceptions théoriques, mais ils sont trop peu nombreux p[...] corroborer ces dernières d'une manière suffisante.

On ne peut se dissimuler qu'il règnera toujours une gr[...] incertitude dans les déterminations du second coefficient [...]

réduction que M. Braun appelle « *le coefficient de l'équilibre rompu* », et c'est malheureusement celui qui a le plus d'importance au point de vue pratique. Comme résumé de ses recherches, M. Braun indique la formule suivante :

$$(C + C_1) R \gtreqless 33{,}68\ A,$$

dans laquelle

C est le coefficient de réduction déduit des expériences d'Hodgkinson,

C_1 le coefficient de l'équilibre rompu,

R la charge moyenne par centimètre carré qui détermine la rupture sous l'effort d'une traction longitudinale,

A la quantité d'eau contenue dans un centimètre cube de pierre et exprimée en grammes.

Quand le premier nombre de l'inégalité ci-dessus est supérieur au second, la pierre serait bonne pour la construction.

Quand, au contraire, l'inégalité change de sens, la quotité de la pierre est douteuse et on ne devrait l'employer que dans les endroits non exposés à la gelée.

Malgré la large part faite à l'hypothèse, on doit reconnaître que les idées de M. Braun sont nouvelles et originales, qu'elles présentent un assez grand caractère de vraisemblance et peuvent constituer le point de départ de nouvelles expériences sur les pierres gélives.

C'est à ces titres que nous avons cru devoir les faire connaître aux lecteurs des *Annales*. O. C.

N° 61

Communication de M. de Lesseps sur l'état d'avancement des travaux de Panama.

M. de Lesseps a transmis récemment à l'Académie la note suivante sur l'état actuel d'avancement des travaux de Panama, qui seront achevés en 1888. Cette date sera importante dans l'histoire de la navigation. Si Suez a développé considérablement la marine à vapeur, l'ouverture du canal de Panama rendra de l'importance à la navigation à voiles. Les courants atmosphériques sont favorables à la navigation par Panama. On se rappelle que les dimen-

sions du canal ont été arrêtées par une commission composée de marins et d'ingénieurs éminents.

La largeur sera de 22 mètres au plafond, à la ligne d'eau de 50 mètres dans les terres, de 32 dans les roches, de 120 dans les garages. La profondeur sera de $8^m,50$ au-dessous du niveau moyen des mers, et de 9 mètres dans les roches. Ces dimensions sont calculées pour le passage facile des grands navires ayant 8 mètres de tirant d'eau.

Des dragues fonctionnent entre Colon et Gatun sous la direction d'entrepreneurs américains, qui se sont chargés, à forfait, de creuser le canal dans cette région. Au delà de Gatun, d'autres entrepreneurs ont commencé, également à forfait, l'excavation sur une largeur de deux kilomètres et demi, à déblayer en trente mois.

Plus loin, à Tabernilla, San Pablo, Mameï, Gorgona, Matachin, Santa-Cruz, les agents de la Compagnie et les entrepreneurs ayant des contrats rivalisent d'activité. Dans la section de l'Obispo, l'emploi des machines secondera bientôt la main-d'œuvre et des contrats d'études à bref délai ont été conclus avec divers entrepreneurs. A Enperador, à la Culebra, dont les déblais serviront à construire le barrage destiné à arrêter la rivière Chagres dans ses violences, à Paraiso, à Frijol à Cruces, dans la vallée du bas Chagres, les hommes travaillent, les appareils à vapeur fonctionnent. Enfin, l'excavation dans les sections de Paraiso et de la Boca di Rio Grande, débouché du canal dans le Pacifique, a été confiée à une société de travaux publics.

Sur toutes les lignes du canal, le creusement est commencé, se poursuit et sera terminé à des époques fixes.

Le total des cubes à extraire encore est d'environ 97 000 000 de mètres cubes ; à partir du 1er janvier 1884, l'excavation annuelle, imposée par contrat aux entrepreneurs, sera de 12 000 000 de mètres cubes, puisque l'excavation faite jusqu'à aujourd'hui et celle qui se fera en vertu de contrats actuellement en préparation peut être évaluée à 17 800 000 mètres cubes, soit un total de 19 800 000 mètres cubes par an.

L'extraction de 97 000 000 de mètres cubes à raison de 19 800 000 mètres cubes par an, ne demandera pas cinq années. Le canal sera par conséquent certainement achevé au plus tard dans le courant de l'année 1888.

Ces évaluations sont faites d'après l'effectif d'ouvriers et de matériel existant ou prochainement attendu sur les chantiers. Mais si l'on augmente d'un quart les machines et les ouvriers

le canal sera achevé dans un délai plus court d'un quart. On gagnera du moins une année et l'exploitation pourra commencer en 1887.

Comme contrôle de ces affirmations, on peut dire que le mois d'août a produit un cube d'excavation de 210 000 mètres cubes, supérieur de 25 % au cube exécuté pendant le mois précédent. Le rendement des chantiers va grossir chaque mois, comme il arrive dans toutes les entreprises de ce genre ; il atteindra 500 000 mètres cubes à l'entrée de la saison sèche, en décembre.

Le matériel accumulé et le temps plus favorable permettront alors d'obtenir un rendement mensuel de 1 000 000 de mètres cubes, puis d'arriver graduellement à une production normale de 2 000 000 de mètres cubes par mois, jusqu'à l'achèvement des travaux en 1888, au plus tard.

Nous n'avons donc plus que quatre ou cinq ans à attendre avant de voir enfin réalisée cette vaste entreprise, qui restera, avec le percement de Suez, la plus grande œuvre des temps modernes.

(*Extrait des Annales industrielles.*)

N° 62

EXPÉRIENCES

FAITES PENDANT ET APRÈS

L'EXPOSITION D'ÉLECTRICITÉ DE PARIS

SUR LA LUMIÈRE ÉLECTRIQUE, LES ACCUMULATEURS ET LE TRANSPORT DE LA FORCE

Par M. E. ALLARD, Inspecteur général des Ponts et Chaussées.

Exposé. — Pendant l'Exposition internationale d'électricité et le Congrès des électriciens qui eurent lieu à Paris en 1881, une Commission fut chargée de procéder à des expériences sur les principaux appareils réunis dans le palais de l'Industrie et de recueillir des données numériques sur les résultats qu'ils produisent. Un compte rendu détaillé des travaux de cette Commission a été imprimé, à la suite des rapports du jury, dans l'ouvrage en deux volumes que l'Administration des Postes et des Télégraphes vient de publier sur l'Exposition. Je crois qu'il peut être intéressant pour les lecteurs des *Annales des Ponts et Chaussées*, de trouver ici un résumé succinct des résultats qui ont été consignés dans ce compte rendu. Les expériences dont il s'agit concernent principalement la production de la lumière électrique; d'autres s'appliquent aux accumulateurs d'électricité ou au transport de l'énergie. Ces deux dernières questions ont donné lieu à de nouvelles expériences postérieures à l'Exposition. J'en

ferai également connaître les résultats et j'indiquerai à quel point en est arrivée la solution de l'important problème du transport de la force.

Chacune des expériences faites à l'Exposition sur la production de la lumière avait en général pour objet de mesurer : 1° le travail moteur fourni par une machine à vapeur; 2° les différents éléments du courant électrique, tels que force électromotrice, intensité, résistance ; 3° le résultat obtenu en intensité lumineuse. Les déterminations mécaniques ont été faites par M. Tresca, de l'Institut ; les mesures électriques ont été prises par MM. les professeurs Joubert et Potier ; j'ai été chargé, avec M. le professeur Leblanc, des déterminations photométriques.

Déterminations mécaniques. — Le travail moteur a été mesuré au moyen de diagrammes fournis par un indicateur de pression, et faisant connaître les variations de la pression dans le cylindre pendant la marche du piston. On en concluait la quantité de travail sur le piston, et, en adoptant un coefficient moyen de réduction égal à 0,85, on obtenait le travail sur l'arbre. Dans quelques cas on a utilisé le dynamomètre de M. Von Alteneck, qui fait connaître la différence de tension entre les deux brins de la courroie motrice. Cette différence, multipliée par la vitesse de translation de la courroie, donne le travail sur l'arbre.

Déterminations électriques. — Outre les appareils usuels pour la mesure des résistances, comme boîte de résistance à cadran et galvanomètre astatique de Thomson, la Commission a employé le galvanomètre Deprez, l'électrodynamomètre de Siemens, et l'électromètre à cadran de sir W. Thomson sous la forme que lui a donnée M. Mascart. Je ne m'arrêterai pas à décrire ici ces instruments ni à indiquer les méthodes qui ont été employées, et dont quelques-unes sont dues à M. Potier ou à M. Joubert, pour obtenir, au moyen de ces appareils, les mesures dont on avait besoin. Je crois seulement devoir donner quelques

renseignements sommaires sur les unités qui ont été employées, conformément aux décisions du Congrès des électriciens.

Les grandeurs que l'on considère en électricité peuvent être définies par leurs propriétés mécaniques et dépendent ainsi des trois unités fondamentales de longueur, de masse et de temps. Dans le système qui a été adopté et qu'on désigne par le symbole CGS, ces unités sont : le centimètre, la masse du gramme et la seconde. On en déduit de la manière suivante les unités mécaniques absolues : l'unité de force est celle qui agissant sur l'unité de masse lui communique pendant l'unité de temps une accélération égale à l'unité de longueur ; elle est égale à $\frac{1^g}{100g}$ ou à $\frac{1}{981}$ de gramme, en prenant 9,81 pour valeur de la gravité g ; l'unité de travail est le travail produit par l'unité de force déplaçant son point d'application de l'unité de longueur dans sa propre direction ; elle équivaut à $\frac{1^g}{981} \times \frac{1^m}{100}$ ou à $\frac{1}{98\,100\,000}$ de kilogrammètre.

Parmi les unités électriques dérivées des unités précédentes, je ne définirai ici que celles qui ont été utilisées dans les expériences de la Commission. Ces unités prises dans le système électro-magnétique sont les suivantes :

L'unité d'intensité de courant est celle d'un courant qui, parcourant un arc de cercle de 1 centimètre de rayon et de 1 centimètre de long, exerce sur l'unité de pôle placé au centre une force égale à l'unité, c'est-à-dire à $\frac{1}{981}$ de gramme ; l'unité de pôle étant d'ailleurs un pôle d'aimant qui, à 1 centimètre d'un pôle égal, produit une force égale à l'unité.

L'unité de force électromotrice est celle qui se déve-

loppe dans une barre métallique de 1 centimètre de long, laquelle se meut dans un champ magnétique ayant l'unité d'intensité, normalement aux lignes de force et à sa propre direction; l'unité de champ magnétique étant celle du champ qui produirait l'unité de force sur l'unité de pôle magnétique.

L'unité de résistance est telle que le courant produit dans un circuit ayant cette résistance par l'unité de force électromotrice, développerait dans ce circuit, pendant une seconde, une quantité de chaleur équivalente à l'unité absolue de travail, c'est-à-dire à $\frac{1}{98\,100\,000}$ de kilogrammètre.

Ces unités absolues représentent des quantités extrêmement petites. Ainsi l'unité de force électromotrice est inférieure à la cent millionième partie de celle d'un élément de pile de Daniel; l'unité de résistance est celle d'une colonne de mercure de 1 millimètre carré de section et d'une hauteur qui dépasse à peine 1 millionième de millimètre. Aussi a-t-on multiplié la première par 10^8 et la seconde par 10^9 pour avoir les unités employées dans la pratique. Ces unités sont :

Le volt qui est égal à 10^8 fois l'unité absolue de force électromotrice; c'est environ 0,93 d'un élément Daniel.

L'ohm qui est égal à 10^9 fois l'unité absolue de résistance; c'est à peu près celle d'un cylindre de mercure de 1 millimètre carré de section et de $1^m,045$ de longueur.

L'ampère, ou unité pratique d'intensité doit satisfaire à la loi d'ohm : $i = \frac{e}{r}$ ou ampère $= \frac{volt}{ohm} = 10^{-1}$; l'ampère est donc $\frac{1}{10}$ de l'unité absolue d'intensité.

Le coulomb ou unité pratique de quantité est la quantité d'électricité fournie, en une seconde, par un courant d'un ampère.

L'unité pratique de travail est le travail produit par un ampère dans une résistance égale à un ohm; elle doit, d'après la loi de Joule : $\theta = ri^2$, être égale à $10^9 \times 10^{-2} = 10^7$ fois l'unité absolue de travail, c'est-à-dire à $\frac{1}{9,81}$ kilogrammètre, ou en général à $\frac{1^{kgm}}{g}$. Il résulte de là que le travail produit par un courant d'intensité I dans un circuit de résistance R sera $\frac{RI^2}{g}$, en kilogrammètres.

Déterminations photométriques. — J'arrive maintenant aux mesures lumineuses dont je me suis particulièrement occupé dans les expériences de l'Exposition. Ces mesures ont été prises avec le photomètre de Foucault, en adoptant comme unité la lumière horizontale d'une lampe Carcel brûlant par heure 42 grammes d'huile de colza épurée. Malgré les difficultés qui résultent de la différence de coloration des lumières, les observateurs n'ont pas cru devoir employer l'interposition d'un verre coloré qui uniformise les teintes, mais qui peut en même temps altérer beaucoup le rapport des intensités lumineuses. Ils se sont habitués à comparer et à égaliser les intensités des lumières produites par l'huile de colza et par l'électricité, l'une un peu jaune, l'autre tirant sur le bleu, et la concordance généralement satisfaisante des résultats obtenus par chacun d'eux indique que leurs appréciations ne s'éloignent pas trop de la vérité.

Les variations plus ou moins fréquentes que présente la lumière électrique, surtout lorsqu'elle est produite par l'arc voltaïque, constituent une autre difficulté. Pour avoir une moyenne suffisamment exacte, il faut que les mesures soient nombreuses et qu'elles soient prises à des intervalles égaux. Dans les expériences de l'Exposition, les mesures ont été prises de 30 en 30 secondes, quelquefois de 15 en 15 secondes, et en général par série de 10 ou 20.

Pour avoir une comparaison exacte des différents foyers

se servant de ces données incomplètes. Voici comment on a procédé pour chacune des quatre catégories de lumières qui ont été essayées savoir : arcs voltaïques à courants alternatifs ou à courant continu, bougies, lumières à incandescence.

Les machines qui produisent les courants alternatifs et qui ont pour premier type celle de l'Alliance, ont été souvent étudiées en détail, notamment au Dépôt des phares. Il a été reconnu qu'en prenant pour unité l'intensité horizontale, la moyenne sphérique était représentée par 0,90. Le calcul de cette moyenne est indiqué dans la première partie du tableau n° 1 ; I représente l'intensité dans chaque direction, H l'intensité horizontale et S l'intensité moyenne sphérique. La figure 1, pl. 30, donne la courbe des intensités dans un plan vertical. Le même coefficient, 0,90 peut s'appliquer avec une approximation suffisante aux lumières produites par les autres machines du même genre.

Pour les lumières à arc voltaïque et à courant continu, la question n'est pas aussi simple. En effet, la courbe des intensités dans un azimut n'a plus une forme à peu près symétrique comme dans le cas des courants alternatifs. En supposant le charbon positif en haut, les intensités sont beaucoup plus fortes au-dessous de l'horizon qu'au-dessus ; le maximum a lieu pour une direction variable entre 30° et 60°, et ce maximum présente avec l'intensité horizontale un rapport qui varie également dans des limites assez étendues. En réunissant quelques expériences de l'Exposition pour lesquelles on a eu le temps de mesurer l'intensité dans toutes les directions, et en y ajoutant différentes expériences faites antérieurement soit au Dépôt central des phares, soit dans les ateliers de MM. Sautter et Lemonnier, on peut arriver à établir une loi reliant la moyenne sphérique à l'intensité horizontale et à l'intensité maximum. Le tableau n° 1 donne trois exemples des calculs de moyenne sphérique lorsqu'on a les intensités dans toutes les directions ; les figures 2, 3 et 4 représentent les courbes

de ces intensités. Des calculs analogues ont été faits pour onze autres expériences et le tableau n° 2 réunit les résultats relatifs à ces quatorze cas. Si on construit pour chaque cas un point ayant pour abscisse l'intensité maximum M, et pour ordonnée la moyenne sphérique, exprimées l'une et l'autre en fonction de l'intensité horizontale prise pour unité, on reconnaît, en consultant la figure 5, que tous ces points peuvent être considérés comme se trouvant approximativement sur une droite ayant pour équation :

$$y = \frac{1}{2} + \frac{1}{4}x,$$

c'est-à-dire,

$$S = \frac{1}{2}H + \frac{1}{4}M.$$

TABLEAU N° 2. — DÉTERMINATION D'UNE FORMULE EMPIRIQUE POUR LE CALCUL DE LA MOYENNE SPHÉRIQUE DES LUMIÈRES A ARC VOLTAÏQUE A COURANT CONTINU, $S = \frac{1}{2}H + \frac{1}{4}M$.

INDICATIONS	INTENSITÉ horizontale H	INTENSITÉ maximum $\frac{M}{H}$	MOYENNE SPHÉRIQUE $\frac{S}{H}$ calculée directement.	par la formule empirique.
EXPÉRIENCES DU DÉPÔT DES PHARES.				
Machine Gramme n° 1	1010	1,90	1,012	0,975
— — n° 2	490	2,02	1,005	1,005
— — n° 3	350	1,89	0,978	0,972
EXPÉRIENCES DE MM. SAUTTER ET LEMONNIER.				
Machine Gramme M	234	2,12	1,013	1,030
— — AG	350	2,75	1,196	1,188
— — CT	420	2,64	1,209	1,160
— — CQ	1220	1,93	0,869	0,982
— — DQ	1190	3,25	1,373	1,312
EXPÉRIENCES DE L'EXPOSITION.				
Crompton	50	4,54	1,619	1,635
Gramme à cinq lumières	112	1,64	0,862	0,910
Gramme auto-excitatrice	155	2,30	1,101	1,075
Maxim	246	1,89	1,006	0,972
Weston	92	1,67	0,985	0.918
Brush	»	5,88	1,915	1,970

Les moyennes sphériques résultant de cette formule empirique diffèrent assez peu de celles qu'on obtient par le calcul exact, ainsi qu'on le voit sur le tableau n° 2. C'est cette formule qui a été employée toutes les fois qu'on n'a pu mesurer que les intensités horizontale et maximum.

Le calcul de la moyenne sphérique est encore plus compliqué pour les bougies que pour les lumières à arc, parce que la courbe des intensités n'est pas la même dans tous les azimuts. Voici les résultats qui ont été obtenus avec les bougies Jablochkoff composées de crayons de 4 millimètres de diamètre. On a d'abord mesuré l'intensité de face, c'est-à-dire dans une direction perpendiculaire au plan des deux crayons. En prenant cette intensité dans le sens horizontal, à 45° et 60° en haut et à 45° en bas, on a pu construire la courbe des intensités dans le plan vertical, comme on le voit sur la figure 6. On a ensuite mesuré l'intensité horizontale de la bougie placée de champ, et on a trouvé 0,70 de l'intensité de face. Le temps ayant manqué pour mesurer, dans ce cas, les intensités au-dessus et au-dessous de l'horizon, on y a suppléé en remarquant que la courbe des intensités dans le plan des crayons doit se rapprocher de la précédente à mesure qu'on s'élève, et se confondre tout à fait avec elle en approchant de la verticale, tandis que, au-dessous de l'horizon, elle doit donner des valeurs qui sont à peu près la moitié de celles de l'autre courbe. Ces deux courbes sont tracées sur la figure 6, et pour chacune d'elles le calcul de la moyenne sphérique est indiqué dans le tableau n° 3. En admettant que l'intensité prise à 45° du plan des crayons diffère très peu de celle qui correspond à la direction de face, on obtiendra approximativement la moyenne sphérique de la bougie en ajoutant ensemble les trois quarts du résultat fourni par les intensités de face et un quart du résultat relatif aux intensités de champ. On trouve ainsi 0,728 pour la valeur de l'intensité moyenne sphérique, en représentant par 1,00 l'intensité horizontale de face. Ce

résultat peut s'appliquer aux autres bougies avec une grande approximation.

Les expériences sur la lampe Maxim à incandescence ont été assez complètes pour permettre d'en déduire l'intensité moyenne sphérique. Le charbon de cette lampe présente la forme de la lettre M, comme on le voit sur la figure 9; il a 24 millimètres de hauteur, 16 de largeur et 113 de développement; la section transversale est un rectangle de 0^{mm}, 5 de largeur dans le plan de l'M et de 0^{mm}, 1 environ d'épaisseur. Les mesures photométriques qui ont été prises ont permis de construire les courbes de la figure 7 qui représentent les intensités dans les trois plans verticaux de face, de champ et à 45°. Le calcul de la moyenne sphérique est donné dans le tableau n° 3, et conduit à la valeur 0,548, l'intensité de face étant prise pour unité.

Pour les trois autres lampes à incandescence, les circonstances n'ont pas permis de prendre des mesures aussi complètes; on n'a pu mesurer que les intensités dans la direction horizontale de face et il a fallu en déduire la moyenne sphérique par des considérations de projections géométriques.

Le charbon de la lampe Edison, représenté sur la figure 9, a un développement de 124 millimètres et une section carrée de $0^{mm},3$ de côté. On trouve par le calcul que l'intensité moyenne dans le plan horizontal est 1,19, l'intensité de face étant 1,00, et que le coefficient de moyenne sphérique est 0,822, ce qui donne $1,19 \times 0,822 = 0,98$ pour la moyenne sphérique.

La lampe Lane-Fox a un charbon circulaire de $0^{mm},3$ de diamètre et de 86 millimètres de développement. On trouve que l'intensité moyenne horizontale est 0,91, l'intensité de face étant 1,00, et que le coefficient de moyenne sphérique est 0,818, ce qui donne 0,74 pour l'intensité moyenne sphérique en prenant l'intensité de face pour unité.

La lampe Swan a également un charbon de section cir-

TABLEAU N° 3. — INTENSITÉS DES LUMIÈRES A BOUGIES ET A INCANDESCENCE DANS DIFFÉRENTS AZIMUTS ET CALCUL DE LA MOYENNE SPHÉRIQUE.

ANGLES au-dessus et au-dessous de l'horizon.	SURFACES des zones z	BOUGIE JABLOCHKOFF				LAMPE A INCANDESCENCE MAXIM					
		de face H = 27,7		de champ H = 19,5		de face		à 45°		de champ	
		$\frac{I}{H}$	$\frac{I}{S}$	$\frac{I}{H}$	$\frac{I}{S}$	$\frac{I}{H}$	$\frac{I}{S}$	$\frac{I}{H}$	$\frac{I}{S}$	$\frac{I}{H}$	$\frac{I}{S}$
90°	0,004	0,80	1,10	0,80	1,10	0,21	0,38	0,21	0,38	0,21	0,38
75	0,034	0,83	1,14	0,80	1,10	0,37	0,67	0,30	0,55	0,26	0,47
60	0,065	0,93	1,28	0,84	1,15	0,58	1,06	0,46	0,84	0,31	0,57
45	0,093	1,00	1,37	0,86	1,18	0,75	1,37	0,58	1,06	0,34	0,62
30	0,113	1,04	1,43	0,85	1,17	0,89	1,62	0,68	1,24	0,35	0,64
15	0,126	1,05	1,44	0,79	1,08	0,97	1,77	0,71	1,30	0,33	0,60
0	0,130	1,00	1,37	0,70	0,96	1,00	1,82	0,72	1,31	0,29	0,53
15	0,126	0,85	1,17	0,52	0,71	0,97	1,77	0,68	1,24	0,28	0,51
30	0,113	0,62	0,85	0,30	0,41	0,89	1,62	0,62	1,13	0,24	0,44
45	0,093	0,34	0,47	0,12	0,16	0,75	1,37	0,45	0,82	0,20	0,36
60	0,065	0,10	0,14	0,05	0,07	0,30	0,55	0,18	0,33	0,10	0,18
75	0,034	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
90	0,004	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
Totaux des produits $\frac{I}{H} \times$		0,780		0,572		0,788		0,565		0,270	
		3/4		1/4		1/4		1/2		1/4	
		0,585		0,143		0,197		0,283		0,068	
Moyenne sphérique $\frac{S}{H}$		0,728				0,548					

culaire, et quoique le diamètre n'en ait pas été donné, on peut appliquer à cette lampe le même coefficient 0,74.

Le même genre de calcul appliqué à la lampe Maxim a donné 0,74 pour moyenne horizontale, 0,785 pour coefficient de moyenne sphérique et, par suite, $0,74 \times 0,785 = 0,58$ pour intensité moyenne sphérique, au lieu de la valeur 0,548 qui avait été conclue des mesures photométriques. Ces chiffres diffèrent peu; nous conserverons 0,58 pour avoir des résultats plus comparables avec ceux des autres lampes.

Suivant une remarque de M. Potier, l'un des membres de la Commission d'expériences, on peut établir une formule théorique donnant l'intensité moyenne sphérique d'une lumière; mais pour que cette formule soit suffisamment simple, il faut que le corps lumineux ait une surface entièrement convexe et présente sur toute cette surface un éclat uniforme. Les flammes remplissent, en général, la première condition et non la seconde; les lampes électriques à incandescence satisfont à la seconde et non à la première. En supposant les deux conditions remplies et en négligeant d'ailleurs les dimensions du corps lumineux par rapport à la distance de l'observateur, on peut calculer ainsi la moyenne sphérique. Un élément de surface ω, placé au centre, éclairera une demi-sphère; en appelant ε l'éclat, cet élément émettra une quantité de lumière $\omega\varepsilon\cos\alpha$ suivant une direction faisant l'angle α avec la normale; de sorte que la zone, dont la surface est $2\pi r^2 \sin\alpha d\alpha$, recevra une quantité de lumière égale à $2\pi r^2 \sin\alpha d\alpha \omega\varepsilon \cos\alpha$, et l'intégrale de 0 à $\frac{\pi}{2}$, qui est $\pi\omega\varepsilon r^2$, représentera la quantité de lumière reçue par la demi-sphère. En divisant cette quantité par la surface $4\pi r^2$ de la sphère, on aura $\frac{\omega\varepsilon}{4}$ pour l'intensité moyenne sphérique de l'élément ω, et on en

conclura $\frac{S\varepsilon}{4}$ pour la moyenne sphérique du corps lumineux dont la surface est S. Si maintenant on désigne par σ la projection de la surface visible sur un plan perpendiculaire à la direction de l'observateur, l'intensité lumineuse dans cette direction sera $\sigma\varepsilon$, de sorte que le rapport de l'intensité moyenne sphérique à l'intensité observée dans une direction déterminée sera $\frac{S}{4\sigma}$.

Cette formule n'est pas tout à fait applicable aux lumières à incandescence à cause des pertes dues au support et au recouvrement des différentes branches de charbon; mais ces pertes sont très faibles. La formule donne pour les lampes Maxim, Edison et Lane-Fox, 0,60, 1,00 et 0,78 au lieu des valeurs 0,58, 0,98 et 0,74, qui ont été indiquées ci-dessus et qui se trouvent ainsi confirmées, les différences représentant les pertes.

Les détails qui viennent d'être donnés relativement aux différentes catégories de lumière électrique, permettent de comprendre comment, malgré la brièveté du temps dont on disposait, il a été possible dans chaque cas de déterminer l'intensité moyenne sphérique au moyen d'un petit nombre de mesures photométriques. Les résultats obtenus pour chacun des appareils mis en expérience sont donnés plus loin dans les tableaux d'ensemble.

Expériences faites a l'Exposition sur les machines a lumière. — Après avoir fait connaître ces divers renseignements préliminaires, nous abordons le compte rendu proprement dit des expériences auxquelles la Commission a procédé pendant la durée de l'Exposition. Ces expériences ont été, comme nous l'avons indiqué plus haut, partagées en quatre catégories.

Machines et lampes a courants alternatifs. — Pour cette catégorie, trois systèmes seulement ont pu être

TABLEAU N° 4. — EXPÉRIENCES SUR LES MACHINES ET LES RÉGULATEURS A COURANTS ALTERNATIFS.

INDICATIONS.	NOTATIONS et formules.	MÉRITENS 1 lampe Serrin des Phares.	MÉRITENS 5 lampes Berjot.	SIEMENS 12 lampes en 3 circuits.
OBSERVATIONS MÉCANIQUES.				
Vitesse de l'excitatrice	»	0	0	1230
Vitesse de la machine à lumière	»	870	874	620
Travail dépensé par l'excitatrice en chevaux	»	0	0	2,60
Travail dépensé par la machine à lumière	»	11,70	12,28	13,79
Travail moteur total	T chevaux	11,70	12,28	16,39
Travail à circuit ouvert	»	»	4,55	»
OBSERVATIONS ÉLECTRIQUES.				
Résistance de l'excitatrice et de l'inducteur	r ohms	»	»	3,25
Résistance d'un disque ou d'un segment de la machine à lumière	»	0,036	0,18	4,00
Résistance du premier circuit	»	»	0,41	0,62
Résistance totale du segment de machine et du circuit	R	»	0,59	4,62
Résistance des autres circuits	R'	»	0,72	8,00
Intensité du courant inducteur	i ampères	0	0	16,00
Intensité du courant induit du premier circuit	I	»	32,6	12,8
Intensité du courant induit des autres circuits	I'	»	35,8	12,8
Chute de potentiel dans l'arc	»	»	36,0	55,2
Travail de l'arc du premier circuit en chevaux	»	»	1,56	3,77
Travail de l'arc de chacun des autres circuits	»	»	1,71	3,77
CALCULS ÉLECTRIQUES.				
Travail de l'excitatrice	$\frac{r i^2}{75 g}$	0	0	1,13
Travail du premier circuit	$\frac{R I^2}{75 g}$	»	0,85	1,03
Travail des autres circuits	$\frac{R' I'^2}{75 g}$	»	1,25	1,79
Travail total des arcs d'après les mesures directes	t	»	8,40	11,31
Travail électrique total	T' chevaux	»	10,50	15,26
OBSERVATIONS PHOTOMÉTRIQUES.				
Diamètre des charbons	mm	23	20	10
Intensité horizontale	Carcels	1034	130 et 171	44
Intensité moyenne sphérique	l	931	117 et 154	39
Intensité totale sphérique	L	931	733	468
RENDEMENTS.				
Rendement mécanique total	$\frac{T'}{T}$	»	0,85	0,93
Rendement mécanique des arcs	$\frac{t}{T}$	»	0,68	0,69
Rendement électrique des arcs	$\frac{t}{T'}$	»	0,80	0,74
Carcels par cheval mécanique	$\frac{L}{T}$	79,6	59,7	28,6
Carcels par cheval électrique	$\frac{L}{T'}$	»	69,9	30,7
Carcels par cheval d'arc	$\frac{L}{t}$	»	87,3	41,4
Carcels par ampère	$\frac{l}{I}$	»	3,59	3,66

essayés : une machine de Méritens avec un régulateur Serrin, modèle des phares; la même machine alimentant 5 régulateurs Berjot; enfin une machine dynamo-électrique Siemens avec machine excitatrice distincte et 12 lampes Siemens disposées en 3 circuits. Le tableau n° 4 contient les résultats des observations, et les calculs qui en ont été déduits.

Dans la première de ces expériences, les circonstances et surtout le mode de groupement des courants n'ont pas permis de prendre des mesures électriques. Les deux autres s'accordent assez bien pour les rendements mécanique et électrique; ils donnent le même nombre de carcels par ampère, 3,59 pour la machine de Méritens, 3,66 pour celle de Siemens. Mais le nombre de carcels par cheval mécanique ou électrique est plus que double avec la machine Méritens qu'avec la machine Siemens. Si on considère en particulier le nombre de carcels pour un cheval du travail moteur, ce qui constitue le véritable rendement industriel, on reconnaît que les trois expériences inscrites dans le tableau ont donné en nombres ronds 80, 60, 29 carcels par cheval. Or, ces expériences comprenaient, la première 1 seul foyer de 931 carcels, la seconde 5 foyers de 117 ou 154 carcels, la troisième 12 foyers de 39 carcels. On peut conclure de ces chiffres que le rendement lumineux diminue à mesure que le nombre des foyers augmente, ou à mesure que l'intensité lumineuse de chaque foyer diminue.

Machines et lampes a courant continu. — Pour ce genre de machines le nombre des expériences a été plus considérable que pour les machines à courants alternatifs. Voici l'indication des systèmes qui ont été expérimentés, dans l'ordre qui résulte du nombre des foyers alimentés.

1. Machine Gramme et lampe de phare réglée à la main; c'est une machine type D de la construction de MM. Sautter et Lemonnier; la lampe est celle que l'on emploie dans les applications militaires et dans laquelle le rapprochement

des charbons se règle à la main. Par suite de l'imperfection de ce réglage, les mesures mécaniques et électriques n'ont pas été prises avec beaucoup d'exactitude.

2. Machine Jurgensen alimentant 1 régulateur Serrin; cette machine a cela de particulier qu'elle est munie de deux électro-aimants, l'un à l'extérieur, l'autre à l'intérieur de la bobine.

3. Machine Maxim alimentant 1 régulateur Maxim; les observations ont été faites dans de bonnes conditions; les mesures photométriques ont été assez nombreuses pour permettre le calcul direct de la moyenne sphérique.

4. Machine Siemens alimentant 1 lampe Siemens; dans cette machine le fil de la bobine a $2^{mm},5$ et celui des électro-aimants $5^{mm},5$ de diamètre.

5. Machine Siemens alimentant 2 lampes Siemens; cette machine est construite avec un fil de 2 millimètres pour la bobine et de $3^{mm},5$ pour les électro-aimants.

6. Machine Burgin alimentant 3 lampes Crompton; les observations photométriques ont été assez complètes pour permettre le calcul direct de la moyenne sphérique.

7. Machine Gramme alimentant 3 lampes Gramme; dans cette expérience le rendement mécanique a été inférieur à celui des autres machines; il a été reconnu qu'un contact fermait une partie du courant sur les électro-aimants; mais en ce qui concerne les données électriques et lumineuses l'expérience est satisfaisante.

8. Machine Gramme alimentant 5 lampes; cette machine est de la construction de MM. Sautter et Lemonnier; le charbon supérieur est, comme dans l'expérience précédente, de la fabrication Siemens.

9. Machine Siemens alimentant 5 lampes Siemens; cette machine est construite avec des fils de $1^{mm},2$ de diamètre pour la bobine et de $2^{mm},5$ pour les électro-aimants.

10. Machine Weston alimentant 10 lampes Weston; les

TABLEAU N° 5. — EXPÉRIENCES SUR LES MAC

INDICATIONS.	NOTATIONS et formules.	1 Gramme 1 lampe.	2 Jurgensen 1 lampe.
OBSERVATIONS MÉCANIQUES.			
Vitesse de la machine génératrice.	Tours par 1'	475	800
Travail moteur effectif.	T chevaux	16.13	21,68
OBSERVATIONS ÉLECTRIQUES.			
Résistance de la machine en ohms.	»	0,33	0.45
Résistance du circuit sans les lampes.	»	0,10	0.82
Résistance totale.	R ohms	0,43	1,27
Intensité du courant en ampères.	I ampères	100,2	90
Chute du potentiel à la lampe en volts.	E volts	53,0	38
CALCULS ÉLECTRIQUES.			
Travail du circuit total.	$\frac{\text{R I}^2}{75\,g}$	6,97	13,90
Travail d'une lampe.	$\frac{\text{E. I}}{75\,g}$	7.87	7,09
Travail des lampes.	t chevaux	7.87	6,57
Travail électrique total.	T'	14.84	20.96
Force électromotrice totale.	$n\,\text{E} + \text{R I}$	102	172
OBSERVATIONS PHOTOMÉTRIQUES.			
Diamètre des charbons.	mill.	20	23
Intensité lumineuse horizontale.	carcels	952	607
Intensité lumineuse maximum.	carcels	1960	»
Intensité lumineuse moyenne sphérique.	l	966	688
Intensité totale moyenne sphérique.	$\text{L} = nl$	966	688
RENDEMENTS.			
Rendement mécanique total.	$\frac{\text{T}'}{\text{T}}$	0,92	0,97
Rendement mécanique des arcs.	$\frac{t}{\text{T}}$	0,43	0,32
Rendement électrique des arcs.	$\frac{t}{\text{T}'}$	0,53	0,33
Carcels par cheval mécanique.	$\frac{\text{L}}{\text{T}}$	60,0	31,37
Carcels par cheval électrique.	$\frac{\text{L}}{\text{T}'}$	65,51	[illegible]
Carcels par cheval d'arc.	$\frac{\text{L}}{t}$	128,8	[illegible]
Carcels par ampère	$\frac{l}{\text{I}}$	8.85	7.64

LES RÉGULATEURS A COURANT CONTINU.

4 Siemens 1 lampe.	5 Siemens 2 lampes.	6 Burgin 3 lampes.	7 Gramme 3 lampes.	8 Gramme 5 lampes.	9 Siemens 5 lampes.	10 Weston 10 lampes.	11 Brush 16 lampes.	12 Brush 40 lampes.	13 Brush 38 lampes.
737	1330	1535	1695	1496	826	1003	770	700	705
4,44	5,31	5,32	8,11	8,00	5,05	13.01	13,39	29,96	33.35
0,66	1,68	2,80	0,52	4,57	7,05	1,88	10,55	22,38	22,38
0,12	0,13	1,50	1,25	0,62	4,50	1,50	2,56	2,60	7,90
0,78	1,81	4,30	1,77	5,19	11,55	3,38	13,11	24,98	30,28
35	26.2	18,5	19.0	15,3	10,00	23	10	9,5	9,5
53	44,5	41	53	49,8	47,4	32	44,3	44,3	44,3
1,29	1,69	2,00	0,87	1,65	1,57	2,43	1,79	3,07	3,72
2,52	1,59	1,027	1,369	1,04	0,64	1,00	0,60	0,573	0,573
2,52	3,18	3,08	4,11	5,20	3,20	10,00	9,60	21,88	20,79
3,81	4,87	5,08	4,98	6,85	4,77	12,43	11,39	24,95	24,51
80	136	203	193	328	353	398	840	2009	1971
18	14	13	14	12	10	9 et 10	11	11	11
210	142	50	155	112	67	92	37	63	63
805	537	227	357	184	72	154	76	78	68
206	205	82	167	102	52	85	38	39	39
306	410	246	501	510	260	850	608	1560	1482
0,86	0,92	0,95	0.62	0,86	0,94	0,95	0,85	0,83	0,73
0,57	0,60	0,58	0,51	0,65	0,63	0,77	0,72	0,73	0,62
0,66	0.65	0,61	0,83	0,76	0,67	0,80	0,84	0,87	0,85
68,9	77,2	46,2	61,8	63,8	51,5	65,3	45,4	52,1	44,4
0,3	84,2	48,4	100,4	74,5	54,6	68,4	53.4	62,6	60,5
121.4	129,3	79,9	121,6	98,1	81,3	85,0	63,3	71,4	71,4
8, 4	7,82	4,43	8,79	6,67	5,20	3,70	3,80	4,11	4,11

mesures photométriques ont été assez complètes pour permettre le calcul direct de la moyenne sphérique.

11. Machine Brush alimentant 16 lampes Brush; les déterminations mécaniques et électriques n'ont pu être faites dans cette expérience avec la même rigueur que dans les autres.

12. Machine Brush, 40 lampes Brush dans l'intérieur du palais de l'Exposition; on a pu prendre des mesures lumineuses complètes et calculer ainsi la moyenne sphérique.

13. Machine Brush employée à l'éclairage de l'escalier de l'Opéra; cette machine est la même que dans l'expérience précédente; 37 lumières étaient allumées dans 'escalier de l'Opéra et la 38e à l'Exposition pour les déterminations électriques et lumineuses. Cette dernière a fonctionné irrégulièrement et on n'a pu prendre de mesures photométriques; les lampes étant les mêmes que dans l'expérience précédente, et la chute de potentiel à la lampe n'ayant pas varié, on a adopté la même intensité umineuse.

Les résultats complets de ces 13 expériences sont indiqués dans le tableau 5. Ils conduisent, surtout en ce qui concerne les rendements, à des conséquences intéressantes. Pour rendre ces conséquences plus faciles à saisir, on peut grouper les résultats suivant le nombre des lampes; ainsi le tableau n° 6 donne les moyennes des différents rendements pour trois catégories de machines, la première comprenant celles qui n'ont que 1 ou 2 foyers, la seconde celles qui en ont 3 ou 5 et la troisième celles qui en alimentent de 10 à 40.

On reconnaît d'abord que le rendement mécanique total est en général fort élevé. En laissant de côté la 7e expérience pour laquelle une perte de courant a été constat e et la 13e dont les conditions n'étaient pas ordinaires, n voit que le rendement varie de 0,83 à 0,97; la moyer e générale est 0,87, elle serait 0,91 en négligeant les d r

expériences qui viennent d'être indiquées. On peut en conclure que les appareils employés aujourd'hui sont très bien disposés pour recueillir et utiliser les courants produits.

TABLEAU N° 6. — COMPARAISON DES RENDEMENTS MOYENS DES MACHINES A COURANT CONTINU SUIVANT LE NOMBRE DES FOYERS LUMINEUX.

INDICATIONS.	FORMULES.	RENDEMENT MOYEN			
		1 ou 2 lampes.	3 ou 5 lampes.	10 à 40 lampes.	GÉNÉRAL.
Rendement mécanique total. . .	$\frac{T'}{T}$	0,92	0,84	0,84	0,87
Rendement mécanique des arcs.	$\frac{t}{T}$	0,50	0,59	0,71	0,60
Rendement électrique des arcs.	$\frac{t}{T'}$	0,56	0,72	0,84	0,74
Carcels par cheval mécanique. .	$\frac{L}{T}$	59	56	52	56
Carcels par cheval électrique. . .	$\frac{L}{T'}$	65	69	61	65
Carcels par cheval d'arc.	$\frac{L}{t}$	116	95	73	95
Carcels par ampère.	$\frac{t}{I}$	8,1	6.3	3,9	6,1

Le rendement mécanique et le rendement électrique des arcs, c'est-à-dire les rapports du travail électrique développé par le courant dans les arcs voltaïques, soit au travail moteur, soit au travail électrique total, vont l'un et l'autre en augmentant à mesure que le nombre des lampes augmente ou que l'intensité lumineuse de chaque foyer diminue. Les machines à grandes résistances, destinées ordinairement à desservir un grand nombre de lampes, sont donc en général celles qui utilisent le mieux le travail électrique.

Le nombre de carcels obtenues pour un cheval de travail moteur est en moyenne de 59 pour les machines à 1 et 2 lampes, de 56 pour celles de 3 à 5 lampes, et s'abaisse à 52 lorsque le nombre des lampes est de 10 à 40. Quoique ces nombres diffèrent peu les uns des autres, on peut

constater qu'ils varient dans le sens déjà indiqué pour les machines à courants alternatifs, c'est-à-dire que le nombre de carcels par cheval mécanique est d'autant plus petit que les foyers sont plus faibles et plus nombreux. La même loi s'observe pour les nombres de carcels par cheval d'arc, lesquels sont pour les trois mêmes catégories 116, 95 et 73; elle est encore vraie pour les nombres de carcels par ampère, qui sont 8,1 6,3 et 3,9.

Bougies électriques. — Depuis les premiers essais de M. Jablochkoff, on désigne sous le nom de bougies des appareils composés de deux crayons de charbon placés parallèlement à une distance invariable l'un de l'autre. Trois systèmes ont pu être essayés, celui de M. Jablochkoff, celui de M. Debrun et celui de M. Jamin. Voici l'indication des expériences auxquelles on a procédé.

1. Machine Debrun alimentant 7 bougies Debrun : la machine est du type de Gramme, mais avec excitatrice montée sur le même arbre. Les bougies Debrun se composent de deux charbons parallèles sans matière interposée; elles brûlent par le bas. Elles n'ont pas fonctionné très régulièrement pendant l'expérience, et les mesures électriques n'ont pu être prises complètement.

2. Machine Gramme alimentant 20 bougies Jablochkoff; cette machine est construite pour courants alternatifs et divisée en 4 circuits sur chacun desquels on a placé 5 bougies; les mesures ont été prises d'une manière complète; celles qui concernent la lumière ont permis de calculer directement la moyenne sphérique.

3. Machine Méritens alimentant 25 bougies Jablochkoff; les 5 disques de la machine étaient montés isolément en tension et alimentaient chacun 5 bougies; les mesures ont pu être prises d'une manière satisfaisante.

4. Machine Jamin alimentant 32, 48 et 60 bougies Jamin. La machine dont se servait M. Jamin à l'Exposition est une modification du type Gramme, avec excitatrice.

dans laquelle il a employé des fils plus fins et qu'il a fait marcher avec une vitesse plus grande. Les bougies brûlent par le bas; le système se distingue surtout par la présence du cadre dans lequel passe un courant, lequel dirige la flamme vers le bas et a une grande influence sur le rallumage. Trois expériences ont été faites avec 32, 48 et 60 bougies. C'est l'expérience intermédiaire, avec 48 bougies, qui a produit les meilleurs résultats; elle a donné 32 carcels par cheval de travail moteur tandis que pour les deux autres ce nombre n'a été que de 20 à 24; le nombre de carcels par ampère a été de 3,41 tandis que pour les deux autres cas, il s'est abaissé à 2,62 et 2,69.

Le tableau n° 7 donne les résultats de ces différentes expériences. On peut en tirer, quoique d'une manière moins claire, des conséquences analogues à celles qui ont été déduites des autres tableaux; je n'y insisterai pas. Il y a lieu seulement de remarquer que pour les deux expériences Jablochkoff et pour l'expérience Jamin à 48 bougies, le véritable rendement économique, c'est-à-dire le nombre des carcels par cheval mécanique est sensiblement le même. On a en effet obtenu 31,3 34,8 et 32,0 carcels par cheval de travail moteur.

Lampes a incandescence. — Les lampes à incandescence sont toutes fondées sur la même idée : l'illumination dans le vide d'un filament de charbon par un courant électrique, qui trouve au passage de ce charbon une grande résistance. Les expériences ont porté sur les 4 systèmes qui figuraient à l'Exposition et qui portent les noms de : Maxim, Edison, Lane-Fox et Swan.

Le système Maxim a d'abord été essayé avec 100 lampes; on a ensuite modifié les conditions du fonctionnement de l'excitatrice de manière à réduire successivement le courant à la valeur nécessaire pour 50 et pour 25 lampes. Dans ces nouvelles conditions le courant était moins bien approprié que dans le premier essai; aussi les évaluations

TABLEAU N° 7. — EXPÉRIENCES

INDICATIONS.	NOTATIONS et formules.
OBSERVATIONS MÉCANIQUES.	
Vitesse de la machine à lumière.	Tours par 1'
Travail moteur total.	T chevaux
Travail à circuit ouvert.	»
OBSERVATIONS ÉLECTRIQUES.	
Résistance de l'excitatrice et de l'inducteur.	r ohms
Résistance du premier circuit.	R
Résistance des autres circuits.	R'
Intensité du courant inducteur.	i ampères
Intensité du courant produisant la lumière.	I
Différence de potentiel à la lampe.	E volts
CALCULS ÉLECTRIQUES.	
Travail de l'excitatrice en kilogrammètres.	$\frac{r\,i^2}{g}$
Travail du premier circuit.	$\frac{R\,I^2}{g}$
Travail des autres circuits.	$\frac{R'\,I^2}{g}$
Travail de l'arc (observé) en kilogrammètres. . . .	»
Travail de l'arc (calculé).	$\frac{EI}{g}$
Travail de l'arc (moyenne).	θ
Travail des arcs en chevaux.	$t = \frac{n\theta}{75}$
Travail électrique total.	T'
OBSERVATIONS PHOTOMÉTRIQUES.	
Intensité lumineuse horizontale de face.	Carcels
Intensité lumineuse moyenne sphérique.	l
Intensité totale, moyenne sphérique.	$L = nl$
RENDEMENTS.	
Rendement mécanique total.	$\frac{T'}{T}$
Rendement mécanique des arcs.	$\frac{t}{T}$
Rendement électrique des arcs.	$\frac{t}{T'}$
Carcels par cheval mécanique.	$\frac{L}{T}$
Carcels par cheval électrique.	$\frac{L}{T'}$
Carcels par cheval d'arc.	$\frac{L}{t}$
Carcels par ampère.	$\frac{l}{I}$

SUR LES BOUGIES ÉLECTRIQUES.

DEBRUN 7 bougies.	JABLOCHKOFF avec machine Gramme. 20 bougies.	JABLOCHKOFF avec machine Méritens. 25 bougies.	JAMIN 32 bougies.	JAMIN 48 bougies.	JAMIN 60 bougies.
2237	1206	861	2155	2500	2149
13,85	12,89	6,95	26,00	26,13	25,00
0	1,78	6,05	1,83	1,83	1,83
»	0,51	»	0,50	0,50	0,50
»	4,8	3,90	12,7	12,7	12,7
»	11,2	14,90	34,5	34,5	34,5
»	53,3	»	25	25	25
10,0	7,5	8,5	6,1	5,1	3,5
50	43	42	77	69	74
»	90	»	32	32	32
»	27,54	28,74	48,2	33,7	15,9
»	64,26	114,22	130,9	91,5	43,1
65,0	32,5	32,4	47,0	35,7	25,3
»	32,9	36,4	47,9	35,9	26,4
»	32,7	34,4	47,5	35,8	25,8
6,07	8,72	11,47	20,27	22,91	20,64
»	11,15	13,0	23,09	25,01	21,85
37,6	27,7	32,5	22,0	23,09	12,9
27,4	20,2	23,7	16,0	17,4	9,4
192	104	592	512	835	564
»	0,86	0,76	0,89	0,96	0,95
0.44	0,68	0,67	0,78	0,88	0,89
»	0,78	0.87	0,88	0,92	0,94
13,9	31,3	34,8	19,7	32,0	24,5
»	36,2	45,6	22,2	33,4	25,8
31,6	46,3	51,6	25,3	36,4	27,3
2,74	2,69	2,79	2,62	3,41	2,69

TABLEAU N° 8. — EXPÉRIENCES

INDICATIONS.	NOTATIONS et formules.
OBSERVATIONS MÉCANIQUES.	
Vitesse de la machine à lumière.	Tours par 1'
Travail effectif.	T chevaux
OBSERVATIONS ÉLECTRIQUES.	
Résistance de l'excitatrice et de l'inducteur.	r' ohms
Résistance de la machine à lumière.	r
Résistance d'une lampe.	R
Intensité du courant inducteur.	I' ampère
Intensité du courant à lumière.	I
Intensité du courant par lampe.	$i = \frac{I}{n}$
Différence de potentiel aux bornes d'une lampe. . . .	$E = Ri$ volts
CALCULS ÉLECTRIQUES.	
Travail de l'excitatrice.	$\frac{r' I'^2}{75\,g}$
Travail de la machine à lumière.	$\frac{r\,I^2}{75\,g}$
Travail d'une lampe en kilogrammètres.	$\theta = \frac{Ri^2}{g}$
Travail total des lampes en chevaux	$t = \frac{n\theta}{75}$
Travail électrique total.	T'
OBSERVATIONS PHOTOMÉTRIQUES.	
Intensité lumineuse moyenne sphérique par lampe. .	l
Intensité lumineuse totale (moyenne sphérique). . . .	$L = nl$
RENDEMENTS.	
Rendement mécanique total.	$\frac{T'}{T}$
Rendement mécanique des arcs.	$\frac{t}{T}$
Rendement électrique des arcs.	$\frac{t}{T'}$
Carcels par cheval mécanique.	$\frac{L}{T}$
Carcels par cheval électrique.	$\frac{L}{T'}$
Carcels par cheval d'arc.	$\frac{L}{t}$
Carcels par ampère.	$\frac{l}{i}$

SUR LES LAMPES A INCANDESCENCE.

NOMBRE DE LAMPES MAXIM.			EDISON	LANE-FOX	SWAN
$n = 100$	$n = 50$	$n = 25$	$n = 328$	$n = 6$	$n = 4$
984 25,00	1021 17,12	1027 9,15	282 68,74	» »	» »
1,75 0,05 47,2 52 142	1,75 0,05 42,8 52 87	1,75 0,05 41,0 52 50	» » 130,0 » 370	» » 28,0 » »	» » 31,1 » »
1,42	1,74	2,00	0,70	1,77	1,55
67	75	82	91	50	48
2,44	2,44	2,44	»	»	»
1,37	0,52	0,17	»	»	»
9,71	13,22	16,73	6,50	8,95	7,62
12,95	8,81	5,57	45,76	»	»
16,76	11,77	8,18	»	»	»
1,41 144	2,80 140	5,77 94	1,57 829	1,64 »	2,19 »
0,73	0,69	0,90	»	»	»
0,56	0,51	0,61	0,67	»	»
0,77	0,75	0,68	»	»	»
6,26	8,18	12,73	12,06	»	»
8,59	11,89	11,49	»	»	»
11,12	15,89	16,88	18,12	13,74	21,55
1,01	1,61	1,89	2,24	0,93	1,41

électriques ont-elles été plus incertaines. Les mesures photométriques ont été très complètes, et ont permis de déterminer la moyenne sphérique ainsi que cela a été expliqué précédemment.

Pour le système Edison l'expérience a été faite avec 486 lampes du modèle ordinaire et 84 lampes petit modèle; ces dernières étant la moitié des premières, on peut évaluer l'éclairage produit à 528 lampes du modèle ordinaire ou de 16 bougies. Les mesures électriques et photométriques ont été prises dans d'assez bonnes conditions; mais, par suite des circonstances dans lesquelles on se trouvait, les déterminations mécaniques ne méritent pas la même confiance.

Les lampes Lane-Fox ont été placées au nombre de 6 sur le courant dérivé de la machine Edison et ont permis de prendre des mesures électriques et photométriques, mais on n'a pu faire de déterminations mécaniques.

Il en a été de même pour les lampes Swan qui ont été mises en expérience au nombre de 4 sur le même courant dérivé.

Les résultats de ces expériences sont consignés dans le tableau n° 8. Les circonstances dans lesquelles ils ont été obtenus ne sont pas assez satisfaisantes, surtout en ce qui concerne les deux derniers systèmes, pour qu'on puisse en tirer des conséquences bien certaines. Une autre série d'expériences faites dans des conditions plus comparables sera indiquée plus loin.

Comparaison des 4 modes d'éclairage électrique. — On peut comparer entre eux, d'une manière sommaire, les 4 modes de production de la lumière qui viennent d'être successivement examinés, en prenant dans chacun des tableaux qui précèdent la moyenne des rendements obtenus. Les résultats sont indiqués dans le tableau n° 9. Les expériences de la Commission n'ont été ni assez nombreuses ni assez précises pour que ce tableau puisse être

considéré comme donnant une comparaison exacte entre les différents systèmes. On peut cependant en tirer quelques conclusions générales. Ainsi on reconnaît que les rendements en lumière diminuent très notablement lorsqu'on passe des régulateurs aux bougies et des bougies aux lampes à incandescence. Les rendements sont à peu près comme les nombres entiers 5, 2 et 1 lorsqu'il s'agit du nombre de carcels par cheval d'arc, et comme 6, 3 et 1 pour les nombres de carcels correspondant à 1 cheval du travail moteur.

TABLEAU N° 9. — COMPARAISON DES RENDEMENTS DANS LES QUATRE SYSTÈMES DE LUMIÈRE ÉLECTRIQUE.

INDICATIONS.	FORMULES.	COURANTS alternatifs.	COURANT continu.	BOUGIES.	INCANDESCENCE.
Rendement mécanique total. . .	$\frac{T'}{T}$	0,85	0,87	0,89	0,77
Rendement mécanique des lampes.	$\frac{t}{T}$	0,68	0,60	0,78	0,59
Rendement électrique des lampes.	$\frac{t}{T'}$	0,80	0,74	0,88	0,73
Carcels par cheval mécanique. .	$\frac{L}{T}$	60	56	28	9,8
Carcels par cheval électrique. . .	$\frac{L}{T'}$		65	33	10,6
Carcels par cheval d'arc.	$\frac{L}{t}$	87	95	37	17
Carcels par ampère.	$\frac{l}{I}$	3,6	6,1	2,8	1,5

EXPÉRIENCES SPÉCIALES SUR LES LAMPES A INCANDESCENCE. — D'autres expériences ont été faites par une Sous-Commission qui s'était chargée d'étudier spécialement les lampes à incandescence, et qui était composée de MM. Barker, Crookes, Hagenbach, Kundt et Mascart.

L'intensité photométrique de chaque lampe a été mesurée avec un photomètre de Bunsen dans une direction ho-

TABLEAU N° 10. — RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES DE LA SOUS-COMMISSION SUR LES LAMPES A INCANDESCENCE.

		MAXIM.		EDISON.		LANE-FOX.		SWAN.	
Intensité lumineuse.	L bougies	15,96	31,95	15,38	31,11	16,36	32,71	16,61	33,21
Résistance d'une lampe.	R ohms	41,11	39,60	157,40	130,05	27,40	26,59	32,78	31,75
Chute de potentiel.	E volts	56,49	62,27	89,11	98,39	45,63	48,22	47,30	54,21
Intensité du courant.	I ampères	1,380	1,578	0,651	0,759	1,595	1,815	1,471	1,758
Travail d'une lampe en kilogm..	$T = \frac{RI^2}{g}$	7,94	10,03	5,91	7,60	7,09	8,94	7,06	9,67
Coefficient de moyenne sphérique par rapport à l'intensité à 45°..	m	$\frac{5}{6 \times 0,707} = 0,68$		$0,98 \times 0,707 = 0,69$		0,74		0,74	
Intensité moyenne sphérique en carcels. . .	$l = \frac{mL}{9,5}$	1,085	2,171	1,061	2,147	1,211	2,421	1,229	2,418
Carcels par cheval d'arc.	$75\frac{l}{T}$	10,25	16,35	13,46	21,18	20,31	15,06	13,06	19,06

rizontale à 45° du plan du charbon. L'unité lumineuse était la bougie de spermaceti de Londres consommant $7^{gr},776$ par heure. Il faut à peu près 9,5 de ces bougies pour faire l'intensité d'une carcel. Chaque lampe a été expérimentée pour 16 et 32 bougies, c'est-à-dire que le courant a été réglé de manière à faire produire successivement ces deux intensités par chaque lampe.

Les résultats obtenus sont indiqués dans le tableau n° 10 ; l'intensité à 45° a été transformée en moyenne sphérique et les bougies en carcels.

Les chiffres de ce tableau font voir que pour doubler l'intensité de chacune de ces lampes, il n'est pas nécessaire de doubler le travail, mais qu'il suffit de l'augmenter dans le rapport de 1 à 1,26, 1,29 1,26 et 1,37. La loi qui lie le travail dépensé dans la lampe et l'intensité lumineuse obtenue n'est donc pas celle de la proportionnalité, et ce résultat de l'expérience me paraît pouvoir s'expliquer par les considérations qui suivent.

Pour déterminer la relation entre le travail et la lumière, il faut d'abord connaître celle qui lie chacune de ces deux quantités à la température.

Or un corps incandescent de très petit volume, abandonné à la température θ dans un milieu dont la température est par exemple 15°, se refroidit dans l'instant dt de

$$d\theta = \frac{m}{c}(\theta - 15)\,dt,$$

m étant un coefficient qui dépend des dimensions du corps et c sa capacité calorifique : d'un autre côté, pour relever la température de ce corps de $d\theta$, il faut une quantité de travail

$$dT = n.c.425.d\theta,$$

n étant un coefficient qui dépend du corps et 425 représentant l'équivalent mécanique de la chaleur. On tire de ces deux équations :

$$\frac{dT}{dt} = K(\theta - 15), \quad \text{en posant } K = 425.m.n.$$

C'est la quantité de travail par seconde nécessaire pour maintenir le corps à la température θ, et cette quantité est proportionnelle à $\theta - 15$. Si donc on prend la température pour abscisse et le travail pour ordonnée, la quantité de travail sera représentée par une ligne droite partant de l'axe des abscisses à une distance 15 de l'origine.

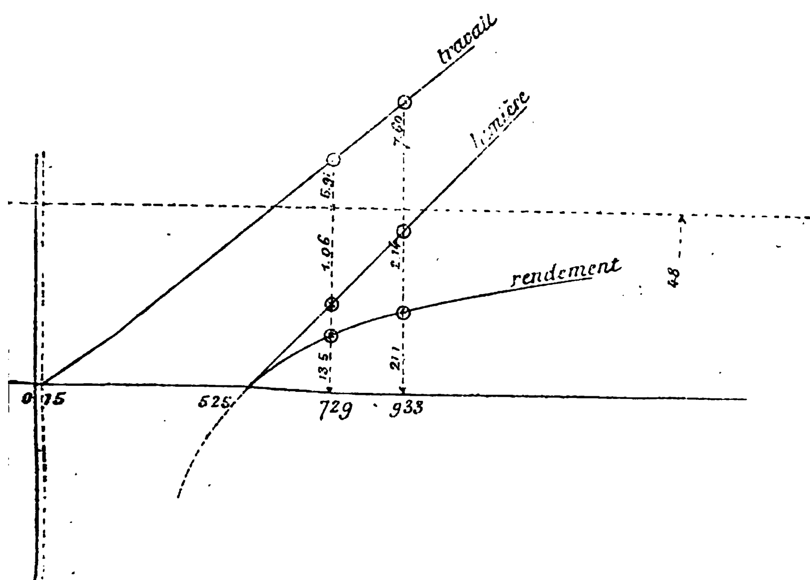
Quant à l'intensité lumineuse de la lampe, elle ne commence à se manifester qu'à partir d'une certaine température qu'on peut, d'après Pouillet, fixer approximativement à 525°, et elle augmente ensuite avec la température suivant une loi qui n'est pas connue. Si on admet que cette intensité lumineuse peut être considérée comme à peu près proportionnelle à l'excès de la température sur 525°, les deux intensités lumineuses de 16 et de 32 bougies que présentaient les lampes à incandescence dans les expériences de la Sous-Commission, devaient correspondre à des températures $\theta' = 525 + x$ et $\theta'' = 525 + 2x$. En appelant T′ et T″ les quantités correspondantes de travail tirées des expériences, on doit avoir :

$$\frac{T''}{T'} = \frac{\theta'' - 15}{\theta' - 15} = \frac{510 + 2x}{510 + x} \quad \text{d'où} \quad x = 510.\frac{T'' - T'}{2T' - T''}.$$

En remplaçant T′ et T″ par les résultats indiqués dans le tableau n° 10, on trouve pour les 4 lampes à incandescence les valeurs de x : 182° 204° 180° et 298°. On connaît ainsi les températures qni correspondent aux deux observations. Ces températures sont par exemple, pour la lampe Edison, 729° et 933°, De sorte qu'on peut construire la ligne droite qui représente les intensités lumineuses de cette lampe et dont l'équation est :

$$L = \frac{2,14 - 1,06}{204}(\theta - 525).$$

C'est une droite qui part de l'axe des abcisses à une distance 525 de l'origine.



L'équation du travail correspondant pour la lampe Edison serait en chevaux :

$$T = 75 . \frac{7,60}{933 - 15}(\theta - 15),$$

et le rapport des ordonnées de ces deux droites pour les mêmes abscisses est :

$$\frac{L}{T} = 48 . \frac{(\theta - 525)}{(\theta - 15)}.$$

Cette équation qui représente le rendement en fonction de la température, est celle d'une hyperbole équilatère dont les asymptotes sont parallèles aux axes. La partie de cette courbe qui se rapporte à la question est tracée sur la figure ci-dessus, et elle fait comprendre les variations que présente le nombre de carcels par ampère, lorsque la température varie depuis 525° jusqu'au point qui correspond à la volatilisation du charbon.

Accumulateurs Faure. — Après les questions relatives à la production de la lumière, la Commission d'expériences a eu à étudier celle des accumulateurs d'électricité.

On sait que la pile de M. Planté, dite pile secondaire ou accumulateur, consiste en lames de plomb placées dans l'eau acidulée et à travers lesquelles on fait passer le courant d'une pile ordinaire ou d'une machine à courant continu. Lorsque les lames sont recouvertes d'une couche suffisante d'oxyde, on dit que la pile est chargée et elle est alors capable de donner elle-même un courant si on l'introduit dans un circuit. M. Faure a eu l'idée de déposer à l'avance une couche d'oxyde de plomb sur les lames, afin de hâter la période du chargement, et c'est cette pile ainsi modifiée qui a été essayée par la Commission. Une première expérience a eu lieu en octobre 1881 dans le palais de l'Exposition; elle ne réussit pas et fut recommencée en janvier 1882 au Conservatoire des arts et métiers.

La pile se composait de 35 éléments à lames contournées en spirale, pesant chacun $43^{kg},7$, liquide compris. La machine de charge était du type Siemens faisant environ 1 080 tours par minute. La charge de la pile a duré $22^{h},45$ en quatre séances. Je ne donnerai pas les résultats partiels de chacune de ces séances; je fais seulement connaître, dans le tableau n° 11, les résultats généraux de la période totale de charge.

TABLEAU N° 11. — RÉSULTATS CONSTATÉS PENDANT LA PÉRIODE DE CHARGE DE LA PILE FAURE.

Durée des expériences	d secondes	81 900
Travail mécanique total	T kilog. m.	9 569 800
Travail mécanique de transmission	t kilog. m.	808 800
Travail effectif	$T - t$ kilog. m.	8 761 000
Potentiel moyen de la pile	E volts	90,14
Intensité moyenne du courant de charge	I ampères	8,48
Intensité moyenne du courant d'excitation	i ampères	2,50
Quantité d'électricité fournie à la pile	$Q = I.d$ coulombs	694 500
Travail électrique de la charge	$T' = \frac{E.I.d}{g}$ en kilog. m.	6 382 100
Travail électrique d'excitation	$T' = \frac{E.i.d}{g}$ en kilog. m.	1 883 600

Travail électrique de l'anneau.	T'''	269 800
Travail électrique total.	$T'+T''+T'''$	8 535 500
Rendement mécanique par rapport au travail effectif.	$\frac{T'+T''+T'''}{T-t}$	0,974
Rendement mécanique de la charge par rapport au travail effectif..	$\frac{T'}{T-t}$	0,728
Rendement mécanique par rapport au travail total.	$\frac{T'+T''+T'''}{T}$	0,892
Rendement mécanique de la charge par rapport au travail total..	$\frac{T'}{T}$	0,667

La décharge de la pile s'est faite en deux séances et a duré en tout $10^h,39$; elle s'est effectuée au travers de 11 lampes à incandescence Maxim placées en dérivation. On n'a d'abord mis en décharge que 30 éléments; on a ensuite ajouté les deux suivants, puis les trois derniers. Je me borne, comme pour la première période, à donner les résultats généraux dans le tableau n° 12.

TABLEAU N° 12. — RÉSULTATS CONSTATÉS PENDANT LA PÉRIODE DE DÉCHARGE DE LA PILE FAURE.

Durée des expériences.	d secondes	38 340
Potentiel moyen de la pile.	E volts	61,49
Intensité moyenne du courant.	I ampères	16,16
Quantité d'électricité rendue par la pile.	$Q_1 = I.d$ coulombs	619 600
Travail électrique de la décharge. . . .	$T_1 = \frac{E.I.d}{g}$ kg.m	3 884 000
Travail moyen par seconde.	$t_1 = \frac{E.I}{g}$ kg.m	101,3
Intensité photométrique moyenne d'une lampe de face.	l carcels	1,43
Intensité moyenne sphérique..	$l' = 0,58\,l$	0,829
Intensité moyenne sphérique des 11 lampes.	$L = 11\,l'$	9,12
Rendement en quantité d'électricité. . .	$\frac{Q_1}{Q}$	0,892
Rapport du travail électrique récupéré au travail moteur total..	$\frac{T_1}{T}$	0,406
Rapport du travail électrique récupéré au travail électrique de la charge. . .	$\frac{T_1}{T'}$	0,608
Carcels (intensité de face) par cheval électrique.	$11\,l'\frac{75}{t_1}$	11,54
Carcels (moyenne sphérique) par cheval électrique..	$L\frac{75}{t_1}$	6,75

Voici quelles sont les conséquences principales qu'on peut tirer de ce tableau :

On a trouvé dans la décharge les 0,89 de la quantité

d'électricité qu'on avait accumulée dans la pile pendant la charge.

On a récupéré en travail électrique les 0,41 du travail moteur total, et les 0,61 du travail électrique de la charge.

Cette différence entre le rendement 0,61 en travail électrique et le rendement 0,89 en quantité d'électricité, tient à la différence du potentiel de la pile qui est 90 volts pendant la charge et seulemeut 61 pendant la décharge. On peut vérifier que le rapport de ces deux nombres est le même que celui des deux rendements. C'est le cas de deux masses égales d'eau qui, s'écoulant de deux hauteurs différentes, produisent des quantités de travail proportionnelles aux hauteurs de chute. La théorie indique d'ailleurs que le potentiel pendant la décharge est nécessairement plus petit que pendant la charge.

Au point de vue industriel on peut dire que dans une pile pesant environ 1 500 kilogrammes on a accumulé une quantité d'électricité capable de produire 101 kilogrammètres par seconde pendant $10^h, {}^1/_2$, ou environ un cheval pendant 14 heures.

Transport de la force. — La question du transport de la force par l'intermédiaire d'un courant électrique, a pu être étudiée par la Commission pendant la durée de l'Exposition, mais dans des conditions un peu imparfaites. Au lieu de machines dynamo-électriques disposées en vue de cette application, on a dû employer des machines Gramme ordinaires exposées par M. Ducommun. Dans les premières expériences on n'a enregistré que les données mécaniques. Je parlerai seulement des dernières dans lesquelles on a pu prendre en outre des mesures électriques.

Les machines ont été successivement réunies par deux circuits l'un de 84 mètres, l'autre de 560, ce qui correspond à une distance entre les machines égale à 42 mètres ou à 280 mètres. La résistance totale des deux machines et du

TABLEAU N° 13. — RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES DE L'EXPOSITION SUR LE TRANSPORT DE LA FORCE.

		CIRCUIT DE 84 MÈTRES.					CIRCUIT DE 560 MÈTRES.			
Nombre de tours de la génératrice. . .	N	1184	1244	1194	1176	1193	1226	1250	1203	919
Nombre de tours de la réceptrice. . . .	N'	915	740	580	468	229	752	648	477	172
Travail moteur (au dynamomètre). . . .	T kgm.	164	214	220	223	262	155	168	204	191
Poids sur le frein de la réceptrice. . . .	Kilog.	0,90	1,40	1,90	2,40	3,40	0,90	1,40	1,90	2,40
Travail transmis (au frein).	T'	55	69	73	75	52	45	60	60	28
Intensité du courant électrique	I ampères	11,8	14,7	18,0	21,2	27,5	11,9	15,5	18,0	21,1
Travail des résistances.	$t = \frac{R I^2}{g}$	51	48	71	101	169	45	76	103	141
Rapport des vitesses.	$\frac{N'}{N}$	0,77	0,59	0,49	0,40	0,19	0,59	0,52	0,38	0,19
Rendement en travail transmis.	$\frac{T'}{T}$	0,34	0,32	0,33	0,34	0,20	0,34	0,36	0,30	0,14
Rapport du travail des résistances au travail moteur.	$\frac{t}{T}$	0,19	0,23	0,32	0,45	0,64	0,34	0,45	0,51	0,73

circuit était en ohms de 2,197 dans le premier cas et de 3,122 dans le second.

Les résultats de quelques-unes des expériences sont donnés dans le tableau n° 13.

La principale conséquence à tirer des chiffres de ce tableau, c'est que si on augmente successivement le poids sur le frein de la réceptrice, le travail transmis augmente d'abord jusqu'à une certaine limite et diminue ensuite, de sorte qu'il présente un maximum qu'on ne peut dépasser en restant dans les conditions de l'expérience. Ce maximum était de 75 kilogrammètres ou 1 cheval avec le circuit de 84 mètres et de 60 kilogrammètres ou 0,8 de cheval avec celui de 560 mètres. Le rendement ou le rapport du travail transmis au travail moteur a été de $^1/_4$ environ.

C'est ici que se termine ce que j'avais à dire sur les expériences faites à l'Exposition d'électricité; mais la question du transport de la force a depuis lors été étudiée avec persévérance par M. Marcel Deprez ; les systèmes qu'il a proposés ont été expérimentés, d'abord par M. Tresca, et ensuite par une Commission de l'Académie. Comme cette question ne peut manquer d'intéresser les lecteurs des *Annales*, je crois devoir compléter ce que je viens de dire en faisant connaître sommairement les nouveaux résultats qui ont été obtenus.

Expériences sur le système de M. Marcel Deprez pour le transport de la force. — M. Marcel Deprez avait organisé dans les dépendances du chemin de fer du Nord, un système d'essai composé de deux machines dynamo-électriques et d'un fil télégraphique ayant 17 kilomètres de long, de Paris au Bourget et retour. Les deux machines étaient établies dans le voisinage l'une de l'autre et reliées par un second fil de courte longueur; elles se trouvaient

dans le même cas que si elles avaient été placées à 8km,5 l'une de l'autre. La génératrice était d'un système particulier imaginé par M. Deprez, à double bobine et à fil de 1 millimètre de diamètre; la réceptrice était une grande machine Gramme, type de la guerre modifié. Les résistances de ces deux machines étaient respectivement de 56 et 83 ohms; celle de la ligne était de 160 ohms. Ce système a été expérimenté le 11 février dernier par M. Tresca qui en a rendu compte à l'Académie, dans la séance du 19 février. Voici les moyennes des résultats obtenus dans 6 expériences.

TABLEAU N° 14. — RÉSULTATS DE L'EXPÉRIENCE DU 11 FÉVRIER 1883, SUR LE SYSTÈME DE M. DEPREZ POUR LE TRANSPORT DE LA FORCE.

Nombre de tours par minute de la génératrice.	590
Nombre de tours par minute de la réceptrice.	366
Travail moteur au dynamomètre.	6ch,21
Travail perdu à la génératrice (par différence).	1,79
Travail électrique à la sortie de la génératrice.	4,43
Travail dépensé dans le circuit (par différence).	1,31
Travail électrique à l'entrée de la réceptrice.	3,12
Travail perdu à la réceptrice par différence.	1,09
Travail transmis à l'arbre du frein.	2,03
Rapport des vitesses 366 : 590.	0,62
Rendement de la génératrice en travail électrique 4,33 : 6,21.	0,713
Rendement du circuit en travail électrique 3,12 : 4,43.	0,704
Rendement de la réceptrice en travail mécanique 2,03 : 3,12.	0,651
Rendement définitif ou rapport du travail transmis au travail moteur.	0,327

Ainsi le rendement définitif est encore égal à 1/3, comme précédemment; mais la quantité de travail transmis à 8 kilomètres et demi, s'est élevée à 2 chevaux. Une autre expérience faite le même jour a même donné 2chx,79, ce qui dépasse beaucoup les résultats obtenus précédemment.

De nouvelles expériences faites le 18 février ont été communiquées à l'Académie le 26 du même mois par M. Tresca. Le système était le même, mais on avait imprimé aux machines une vitesse de rotation plus grande. Les mesures électriques qui ont été prises ont permis de calculer les

pertes de travail dues aux résistances et d'en conclure par différence les pertes provenant d'autres causes. Voici les résultats obtenus :

TABLEAU N° 15. — RÉSULTATS DE L'EXPÉRIENCE DU 18 FÉVRIER SUR LE MÊME SYSTÈME.

Nombre de tours de la génératrice	804
Nombre de tours de la réceptrice	620
Travail moteur mesuré au dynamomètre	10^{ch},389
Travail mécanique de la transmission	2,196
Travail mécanique fourni à la génératrice	8,193
Travail électrique dépensé par la résistance de la génératrice : (R = 56 I = 2,687) $\frac{RI^2}{75g}$ =	0,549
Perte de travail supplémentaire (par différence)	0,844
Travail électrique à la sortie de la génératrice	6,800
Travail dépensé en chaleur dans le circuit (R = 160 I = 2,687) $\frac{RI^2}{75g}$ = 1,570; on n'a trouvé que	1,374
Travail électrique à l'entrée de la réceptrice	5,426
Travail électrique dépensé par la résistance de la réception : R = 83; $\frac{RI^2}{75g}$ =	0,814
Perte de travail supplémentaire (par différence)	1,309
Travail mécanique transmis à l'arbre du frein	3,304
Rapport des vitesses	0,761
Rendement mécanique de la transmission 8,193 : 10,389	0,788
Rendement de la génératrice en travail électrique	0,830
Rendement du circuit	0,799
Rendement de la réceptrice	0,608
Rendement total en travail non compris la transmission 3,304 : 8,193 =	0,403
Rendement effectif ou rapport du travail transmis au travail moteur 3,304 : 10,389 =	0,318

Il résulte de ces chiffres que la quantité de travail moteur peut se décomposer de la manière suivante :

Travail de la transmission mécanique	2,196	0,211
Travail perdu en chaleur développée par la résistance	2,736	0,263
Travail perdu aux points de transformation	2,153	0,207
Travail réellement transmis	3,304	0,318
Total égal au travail moteur	10,389	1,000

Le rendement définitif est encore ici de 0,318 ou de près de 1/3, mais le travail transmis dépasse en valeur absolue les résultats précédents. On peut dire que le système soumis aux essais, en février dernier, par M. Marcel Deprez, était capable de transmettre 3^{chx},3 à 8 kilomètres et demi de distance.

Le travail de 2^{chx},736 retrouvé sous forme de chaleur

est nécessairement perdu pour l'effet utile; mais le travail de 2^{chx},153 qui n'a pu être retrouvé par le calcul, pourra être réduit si on parvient à en atténuer les causes; et dans ce cas, on pourrait se rapprocher d'un rendement effectif égal à 1/2.

EXPÉRIENCES FAITES PAR UNE COMMISSION DE L'ACADÉMIE SUR LE MÊME SYSTÈME POUR LE TRANSPORT DE LA FORCE. — A l'occasion des communications faites par M. Tresca sur la question du transport de la force, l'Académie des sciences décida, dans sa séance du 19 février dernier, que de nouvelles expériences seraient faites par une Commission composée de MM. Bertrand, Tresca, de Lesseps, de Freycinet et Cornu. Ces expériences eurent lieu le 4 mars au chemin de fer du Nord, à peu près dans les mêmes conditions que les précédentes. Les mesures dynamiques furent prises par M. Tresca, et les mesures électriques par M. Cornu. Le rapport a été présenté à l'Académie par M. Cornu, dans la séance du 9 avril. Parmi les expériences qui ont été faites successivement, quelques-unes n'ont pas été complètes. Je me bornerai à résumer les résultats de la première et des 3 dernières.

TABLEAU N° 16. — RÉSULTATS DES EXPÉRIENCES DE L'ACADÉMIE SUR LE TRANSPORT DE LA FORCE.

Nombre de tours de la génératrice	N	370	850	923	1 024
Nombre de tours de la réceptrice	n	88	643	709	799
Rapport des vitesses	$\frac{n}{N}$	0,238	0,756	0,768	0,780
Travail mécanique au dynamomètre	T chevaux	3^{ch},854	9,514	10,556	12,267
Travail mécanique fourni à la génératrice	T_m	3,331	7,408	8,259	9,731
Travail mécanique recueilli au frein de la réceptrice	T_u	0,489	3,572	3,939	4,439
Travail mécanique transmis par 100 tours de génératrice	$\frac{100\,T_u}{N}$	0,105	0,420	0,427	0,433
Rendement de la transmission	$\frac{T_m}{T}$	0,864	0,779	0,782	0,793
Rendement dynamique, transmission déduite	$\frac{T_u}{T_m}$	0,147	0,482	0,477	0,456
Rendement dynamique brut	$\frac{T_u}{T}$	0,127	0,375	0,372	0,362
Intensité du courant	I ampères	2,52	2,57	2,52	2,50
Force électromotrice totale développée dans la génératrice	E volts	888	2 083	2 229	2 480

Force électromotrice totale développée dans la réceptrice.	e	138	1 258	1 468	1 779
Rendement électrique.	$\frac{e}{E}$	0,155	0,604	0,658	0,717
Rapport de la force électromotrice à la vitesse dans la génératrice.	$\frac{E}{N}$	2,40	2,45	2,41	2,42
Rapport de la force électromotrice à la vitesse dans la réceptrice.	$\frac{e}{n}$	1,57	1,96	2,07	2,23
Energie électrique développée dans la génératrice.	θ chevaux	2,923	6,991	7,336	8,097
Energie électrique développée dans la réceptrice.	θ'	0,454	4,222	4,831	5,809
Coefficient pratique de transformation pour la génératrice.	$H = \frac{\theta}{T_m}$	0,877	0,944	0.888	0,832
Coefficient pratique de transformation pour la réceptrice.	$h = \frac{T_u}{\theta'}$	»	0,846	0,815	0,764

Le fait capital qui ressort de ces expériences, c'est qu'on est arrivé à transporter près de 4 chevaux et demi, $T_u = 4{,}439$, à travers une résistance de 160 ohms représentée par une double ligne télégraphique de 8 kilomètres et demi. Quand au rendement, il serait de 48 p. 100, si l'on faisait abstraction de la perte due à la transmission; mais il n'est que de 37 1/2 p. 100 en prenant le rapport du travail transmis au travail moteur initial. C'est un peu plus que le rendement de 1/3 trouvé précédemment.

Quelques autres conséquences peuvent être déduites de la discussion des chiffres de ce tableau. La quantité de travail transmise va en augmentant avec la vitesse; mais le rendement paraît passer par un maximum qui se trouverait ici correspondre à une vitesse de la génératrice de 850 à 923 tours. Une remarque analogue avait été faite dans l'expérience du 18 février.

La force électromotrice développée dans chaque machine est à peu près proportionnelle à la vitesse. On voit que les rapports $\frac{E}{N}$ et $\frac{e}{n}$, pour les 3 dernières expériences sont à peu près constants et égaux à 2,42 et 2,19 en moyenne.

Le rapport des forces électromotrices $\frac{e}{E}$ devrait théoriquement donner le rendement mécanique, car

$$\frac{T_u}{T_m} = \frac{eI}{EI} = \frac{e}{E}.$$

La différence qui existe entre ces deux rapports tient aux pertes qui se produisent dans les deux machines par la transformation de l'énergie mécanique en énergie électrique et réciproquement. Si on calcule au moyen de la force électromotrice et de l'intensité du courant les énergies électriques θ et θ' développées dans la génératrice et dans la réceptrice, et si on les compare aux quantités de travail T_m et T_u, on reconnaît que l'énergie électrique θ transmise par la génératrice est inférieure au travail mécanique T_m qui lui a été fourni, tandis que le travail mécanique T_u produit par la réceptrice est inférieur à son énergie életrique θ'. Les rapports $\frac{\theta}{T_m} = H$ et $\frac{T_u}{\theta'} = h$ indiquent la réduction que l'énergie éprouve par le passage dans chaque machine. On peut donc dire que si on part du travail mécanique fourni à la réceptrice, le rendement effectif est le produit de 3 facteurs,

$$\frac{e}{E}, \quad H, \quad h,$$

et que, si on veut partir du travail moteur initial, il faut introduire un 4e facteur $K = \frac{T_m}{T}$; on a alors :

$$\frac{T_u}{T} = K.\frac{e}{E}.H.h.$$

M. Marcel Deprez a atteint pour le coefficient $\frac{e}{E}$ une valeur 0,717 supérieure à celles qu'on a obtenues jusqu'ici pour un circuit aussi résistant. La diminution du coefficient K est une question de mécanique ordinaire. Quant aux coefficients H et h, c'est aux constructeurs qu'il appartient de les réduire autant que possible.

M. Cornu termine son rapport en indiquant l'idée domi-

nante qui dirige les recherches de M. Marcel Deprez et qui est du reste conforme à la théorie ; c'est de construire des machines pouvant fonctionner avec des courants de faible intensité tout en produisant des forces électromotrices considérables. L'équation

$$EI - eI = RI^2, \text{ d'où } \frac{e}{E} = 1 - R.\frac{I}{E}$$

fait voir en effet que pour augmenter le rendement $\frac{e}{E}$ il faut diminuer autant que possible le rapport $\frac{I}{E}$. Mais cette condition n'est pas facile à remplir. Pour augmenter la force électromotrice E dans une machine, il faut augmenter soit la vitesse, ce qui au delà d'une certaine limite devient dangereux, soit la longueur des fils, ce qui conduirait à accroître les dimensions et le prix des machines, si on conservait au fil le même diamètre, ou à rendre la résistance plus grande, si on diminuait la grosseur du fil. On peut encore accroître la force électromotrice en augmentant la puissance des inducteurs et c'est surtout dans cette voie que M. Marcel Deprez dirige ses efforts. Mais quel que soit le procédé adopté, l'emploi de ces grandes forces électromotrices est très dangereux et exige des précautions sérieuses pour assurer la sécurité des personnes et la conservation des appareils.

L'Académie, sur la proposition de sa Commission, a félicité M. Marcel Deprez des résultats importants qu'il a obtenus et qui dépassent de beaucoup tout ce qui a été accompli avant lui.

Les expériences qui viennent d'être successivement analysées font voir que la question du transport de la force est en voie d'accomplir de sérieux progrès. Le rendement, c'est-à-dire le rapport du travail transmis au travail moteur, n'a, il est vrai, varié que de 0,318 à 0,375 ; mais la quan-

tité absolue de travail transmis a augmenté de 1 cheval à 4 chevaux et demi. Le problème du transport de l'énergie se posant surtout à l'occasion des forces naturelles, comme les marées ou les chutes d'eau, qui recèlent des quantités énormes de travail, la question du rendement n'a qu'une importance secondaire. Ce qu'il faut obtenir, c'est le tranport, à un prix suffisamment réduit, d'une quantité absolue de travail aussi grande que possible.

Expériences faites a Grenoble sur le même système. — Au moment où je termine cette note, l'Académie vient de recevoir, dans sa séance du 10 septembre, le compte rendu d'expériences faites à Grenoble par M. Marcel Deprez. Ce compte rendu est présenté par M. le capitaine du génie Boulanger, président d'une Commission nommée par la ville de Grenoble pour étudier la question. Les machines étaient les mêmes qu'aux ateliers du chemin de fer du Nord ; mais le fil des inducteurs de la réceptrice avait été changé et l'isolement des diverses parties avait été amélioré. La réceptrice était établie à Grenoble, et la génératrice était actionnée par une chute d'eau dans une usine près de Vizille. La distance entre les deux était de 14 kilomètres ; elles étaient réunies, non par des fils télégraphiques, mais par des fils de bronze siliceux de 2 millimètres de diamètre. La résistance de cette ligne était de 167 ohms, celle de la génératrice de 57 et celle de la réceptrice de 97. Les mesures mécaniques ont été prises avec le frein de Prony et par la méthode de substitution. Le tableau joint au rapport contient plusieurs séries d'expériences dans lesquelles on a fait varier la vitesse de rotation et la quantité de travail fournie à la génératrice. Je ne reproduirai ici que les 3 exemples suivants :

TABLEAU N° 17. — RÉSULTAT DES EXPÉRIENCES DE GRENOBLE.

Nombre de tours de la génératrice par minute. . .	730	954	1 140
Nombre de tours de la réceptrice.	446	686	875
Travail fourni à la génératrice (transmission déduite)	8^{ch},20	10^{ch},10	11^{ch},18
Travail reçu à la sortie de la réceptrice.	3,55	5,46	6,97
Rendement, non compris la transmission.	0,43	0,54	0,62

Si l'on veut établir une comparaison de ces rendements avec ceux des expériences précédentes, il faut admettre, comme on l'a fait ci-dessus, un coefficient de 0,85 pour tenir compte de la transmission, et les rendements relatifs au travail moteur brut deviennent alors 0,37 0,46 0,53.

Ces résultats constituent un nouveau progrès, et la question paraît être parvenue à ce point qu'on peut transporter à 14 kilomètres de distance un travail de près de 7 chevaux avec un rendement d'environ moitié du travail moteur brut.

L'expérience de Grenoble est d'autant plus intéressante que l'installation dont il s'agit doit servir à une application industrielle.

Paris, septembre 1883.

TABLE DES MATIÈRES.

N° 63

LE CONCOURS DE BUCAREST

EN SEPTEMBRE 1883.

Par M. ED. COLLIGNON, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

La question de l'établissement d'un pont sur le bas Danube préoccupe depuis plusieurs années le gouvernement Roumain. On sait que les derniers traités ont réuni la Dobrutcha, sur la rive droite du grand fleuve, à l'ancien territoire du royaume, tout entier sur la rive gauche, de sorte que, sur une portion de son cours, les deux rives appartiennent aujourd'hui à la Roumanie. La Dobrutcha est traversée, depuis vingt ans environ, par un chemin de fer, qu'une compagnie anglaise a construit parallèlement à l'antique mur de Trajan, et qui relie le port de Cerna-Voda, sur le Danube, au port maritime de Constance (Kustendjé). Sur l'autre rive, des lignes en construction réuniront bientôt le réseau roumain au pont en projet et compléteront la voie continue de Bucarest à la mer Noire. L'emplacement assigné au pont à construire a été fixé en conséquence près du village de Fetesti, sur la rive gauche, et près de la ville de Cerna-Voda, sur la rive droite.

Entre ces deux points la vallée du Danube présente une largeur de plus de 15 kilomètres. Le fleuve s'y trouve partagé en deux bras inégaux, séparés par une grande île : on rencontre d'abord, en venant de Bucarest, le petit bras du

Danube, nommé la *Borcea*, d'une largeur d'environ 260 mètres; puis, sur 14 kilomètres, l'île de la *Balta*, submersible dans toute son étendue; enfin le grand bras, ou Danube proprement dit, qui baigne les coteaux de la rive droite, et dont la largeur atteint 800 mètres en quelques points.

La traversée d'une vallée aussi large, entièrement submergée pendant les crues du Danube, qui ont 9 mètres de hauteur, ouverte dans des couches de sables argileux dont la profondeur est pour ainsi dire indéfinie, présenterait partout de grandes difficultés d'exécution. Diverses circonstances particulières viennent encore ici compliquer le problème. Les débâcles du Danube sont d'une extrême violence, malgré la proximité de l'embouchure; la vallée est souvent balayée par des ouragans et des tempêtes; enfin le pont doit réserver la liberté complète de la navigation sur le grand fleuve européen, que parcourent à la voile, dans les deux sens, des bâtiments de mâture très élevée, notamment des caïques turcs.

La question était difficile et le gouvernement l'a mise au concours. Le programme qu'il a publié laissait toute liberté aux concurrents quant au choix des systèmes à adopter pour les fondations, pour les piles et les travées, en excluant toutefois les ponts suspendus. Ils pouvaient choisir entre un *pont bas*, élevé seulement de 12 mètres au-dessus des hautes eaux, et un *pont haut*, porté à la hauteur de 30 mètres. Dans le premier cas, les ponts des deux bras devaient réserver chacun une travée mobile, pour livrer passage aux mâts les plus élevés Le programme fixait les limites de résistance qui seraient admises pour les divers matériaux. Les concurrents étaient tenus d'exécuter eux-mêmes des sondages dans le lit du fleuve aux environ de l'emplacement des ponts, et de faire constater officiellement leurs opérations par un ingénieur du Ministère des Travaux Publics, pour qu'il ne pût y avoir aucun doute su

l'authenticité de leurs recherches personnelles et sur la réalité des résultats obtenus.

Trois prix, de 40 mille, 30 mille et 20 mille francs, étaient institués pour récompenser les lauréats. Mais le gouvernement ne s'engageait pas d'une manière formelle à donner l'entreprise de l'ouvrage à la maison qui obtiendrait le premier prix, et se réservait le droit d'introduire dans le projet d'exécution, quel qu'il fût, les dispositions qui seraient jugées avantageuses dans les autres projets.

Quatre maisons françaises, une maison suisse, une maison belge, et deux maisons allemandes, dont l'une associée à une maison de Vienne, ont pris part au concours. Le jury d'examen a eu à prendre connaissance de huit projets, qu'il a tous passés en revue, même ceux dont les auteurs s'étaient mis d'eux-mêmes hors de concours, en se dispensant de faire les sondages prescrits par le programme.

La commission chargée de remplir les fonctions de jury comprenait cinq membres, savoir :

Trois ingénieurs roumains, MM. Frounza, Olanesco et Yorchano, Inspecteurs généraux des Travaux Publics de Roumanie ; le premier a été choisi comme président par ses collègues, le second est le directeur général des chemins de fer roumains, qui sont à peu près tous aujourd'hui, et seront bientôt tous devenus chemins de fer de l'État (*) ;

Un ingénieur allemand, M. le docteur Winkler, professeur à l'École polytechnique de Berlin ;

Enfin, nous avons eu l'honneur d'être appelé à faire partie de la commission comme ingénieur français.

Un jeune ingénieur roumain, M. Saligny, a rempli les fonctions de secrétaire.

Les opérations de la commission ont commencé le 3 sep-

(*) MM. Frounza et Yorchano sont l'un et l'autre d'anciens élèves externes de l'École des Ponts et Chaussées (promotions de 1856 et de 1859). M. Olanesco est ancien élève de l'École centrale des arts et manufactures.

tembre (N. St.) à Bucarest; elles ont été closes le 20 septembre à bord du yacht royal *Stefan-cel-Mare* (Etienne le Grand), mis à notre disposition à partir du port de Galatz pour remonter le Danube et visiter l'emplacement des ponts.

Les concurrents avaient presque tous étudiés deux projets, un pont bas et un pont haut, en donnant la préférence à l'une ou à l'autre de ces dispositions. Les uns avaient adopté le système des poutres droites, avec divers dessins de treillis; d'autres proposaient des arcs métalliques, traversés par une poutre droite à mi-hauteur de leur flèche totale. Les projets de poutres droites se partageaient en projets de poutres continues, et projets de poutres à travées indépendantes. Les arcs métalliques comprenaient de même plusieurs variétés, celle entre autres des arcs articulés à la clef et aux naissances, qui permettent à l'ingénieur de déterminer avec exactitude la répartition des efforts intérieurs, question qui reste toujours un peu obscure quand il s'agit d'arcs entièrement rigides, soumis aux seules lois de l'élasticité.

Pour se diriger dans le classement de tant de projets différents, la commission, après avoir pris connaissance des dossiers, a arrêté quelques principes généraux, propres à faciliter l'option entre les diverses solutions en présence. A l'unanimité elle a adopté le pont haut à l'exclusion du pont bas, et les travées indépendantes de préférence aux travées continues. Le pont haut assure à la fois, de la meilleure manière possible, la liberté de la navigation et la continuité du chemin de fer, tandis que les travées mobiles du pont bas interrompent forcément l'une des deux voies, et peuvent même les obstruer toutes deux en même temps, si le mé- nisme se dérange dans le courant d'une manœuvre. D' leurs le fond du Danube est sujet à tant de variations, à suite des crues et des débâcles, qu'il faudrait sans doute travaux continuels pour maintenir la profondeur au dr

de la travée mobile, si c'était la seule ouverture réservée au passage des bateaux.

On peut justifier de même l'adoption des travées indépendantes et le rejet des travées continues. Il est sage de prévoir de légers tassements dans les fondations d'un ouvrage construit sur un terrain affouillable et peu résistant. Si de tels tassements se produisent, les travées discontinues subissent les mouvements des piles, sans variation sensible des efforts intérieurs développés dans les poutres principales. Au contraire, la continuité des travées entraîne, en cas de tassement des appuis, de grandes altérations des moments fléchissants, des déformations des poutres, et des excès de charge en certains points. Si l'on songe enfin que la vallée du Danube a été souvent, et peut redevenir le théâtre de guerres sanglantes, on reconnaît sans peine que les gouvernements riverains ont à se préoccuper des exigences militaires qui pourraient rendre nécessaire à un moment donné de couper la voie ferrée. Les travées indépendantes donnent alors plus de facilités que les travées continues pour restreindre au minimum le dommage qu'on aura plus tard à réparer.

La majorité de la commission s'est prononcée pour les poutres droites, la minorité pour les arcs, traversés à mi-hauteur par la poutre du pont proprement dit, qui serait portée sur piles métalliques au-dessus des retombées de chaque arc, et suspendue par des tiges rigides à la partie centrale voisine du sommet. Ce qui plaisait à la minorité dans cette disposition, c'étaient les grandes portées qu'elle permettrait d'atteindre et l'aspect monumental qu'elle assurerait à l'ouvrage. Mais cette solution par des arcs a paru à la majorité critiquable à deux points de vue : les arcs ont des poussées horizontales, qui peuvent devenir inquiétantes si l'on a du doute sur la fixité des appuis et la stabilité des fondations ; de plus les retombées des arcs, situées au-dessous du niveau inférieur de la poutre droite,

ne laissent pas libre sur la totalité des ouvertures la hauteur de 30 mètres, qu'on exige entre le dessous du pont et les hautes eaux. L'avantage des plus grandes portées qu'on peut atteindre avec des arcs est racheté par l'obligation de construire des piles-culées au lieu de simples piles, pour prévenir le renversement des appuis dans le cas où il faudrait couper le pont.

La commission a donné la préférence aux piles entièrement maçonnées, en excluant les piles en partie métalliques.

Dans une vallée exposée aux inondations, aux débâcles et aux grands vents, il faut que les ouvrages aient *de la masse.* Ce serait à tort, croyons-nous, qu'on chercherait à leur donner l'apparence de la légèreté. Les piles en métal, quelque empatement qu'on leur donne à la base, sont des systèmes déformables, et exposés à des vibrations toujours compromettantes : un pont élevé sur de pareils appuis est toujours plus ou moins *château branlant.* Un vœu exprimé par le roi de Roumanie, et aussitôt accueilli par la commission, l'a conduite à admettre un pont à deux voies, dont une seule serait actuellement garnie de rails, et l'autre servirait, pendant de longues années sans doute, au passage des piétons et des voitures. Le programme primitif comprenait une simple passerelle à côté ou au-dessus du chemin de fer. L'excès de largeur dû à la double voie donnera plus d'assiette à la poutre, plus de stabilité à la pile, et facilitera le contreventement.

Les ponts construits plus haut sur le Danube, en Hongrie et sur la frontière serbe, n'ont généralement pas de brise-glaces : on s'est contenté de donner aux avant-becs des piles la forme ogivale, qui facilite la déviation des filets liquides et le passage des corps flottants. La commission, ayant égard à la violence des débâcles dans le bas Danube, à l'intensité des vents qui déterminent les embâcles, et aux affouillements qui en sont la suite, a adopté pour le pont de

Cerna-Voda des brise-glaces en maçonnerie, avec arête inclinée à 45°, faisant corps avec les piles.

Dans l'exécution d'un tel ouvrage, les fondations sont la partie qui offre les plus grandes difficultés. La commission, en vue de les rendre plus stables, a modifié le tracé indiqué dans le programme, et, conformément à la proposition d'un des concurrents, a reporté le chemin de fer à quelque distance en aval. On rencontre sur le nouveau tracé un terrain plus résistant dans la profondeur. Au lieu d'être placé à Fetesti, comme on le supposait primitivement, le pont de la Borcea serait rapproché du village de Stelnica, en un point où la falaise de la rive gauche cotoie la rivière. Sur la rive droite le tracé, qui devait aboutir aux coteaux qui dominent en amont la vallée marécageuse de Cerna-Voda, ira buter contre les coteaux analogues qui limitent la même vallée vers l'aval. Suivant la direction ainsi modifiée, les sondages révèlent l'existence d'un sous-sol assez compact à une profondeur de 30 à 31 mètres au-dessous de l'étiage. La commission a formé le vœu que la base des fondations fût descendue jusqu'à ce niveau, sans méconnaître les difficultés que présentera une opération en dehors des limites ordinaires des fondations à air comprimé.

Aucun des projets présentés n'a paru à la commission susceptible d'être exécuté sans des modifications plus ou moins étendues; aucun, par conséquent, ne lui a semblé mériter le premier prix. Les deux prix suivants ont été décernés, savoir:

Le second, à la *Maison de construction des Batignolles* (ancienne maison Gouin);

Le troisième, à la maison viennoise *Gebrüder Klein, Schmoll und Gœrtner*, associée pour le concours à la maison *Gute-Hoffnungshütte*, d'Oberhausen (Prusse Rhénane).

En outre de ces deux prix, le jury a proposé d'accorder une première mention honorable à la maison *Holzmann*,

de Francfort, qui a fourni un projet fort bien étudié de ponts en arcs avec articulations à la clef et aux naissances, et deux secondes mentions honorables, l'une à la maison *Fives-Lille*, auteur d'un projet de poutre continue sur piles métalliques, l'autre à la maison suisse *Röthslisberger et Simons*, qui présentait un projet d'arcs métalliques renfermant une foule de dispositions ingénieuses et de détails intéressants.

Les principaux caractères du projet d'exécution esquissé par la commission sont empruntés au projet de la maison des Batignolles : piles en maçonnerie sur toute leur hauteur, munies de brise-glaces ; ponts à poutres droites discontinues, de forme semi-parabolique, ayant une portée de 165 mètres, et dessinant un treillis du système de Howe, ou plutôt du système Linville. Le projet de la maison Gouin admettait un pont bas, comprenant quatre travées pour le grand bras du Danube et deux travées pour le passage de la Borcea : à quoi il fallait ajouter les ouvertures des travées mobiles. Le pont du grand bras y est suivi, sur l'île de la Balta, d'un viaduc qui complète le débouché du fleuve : ce viaduc est formé d'une poutre droite, posée sur des piles métalliques portant sur socles en maçonnerie dans toute la partie exposée aux eaux d'inondation. D'autres ouvertures de décharge seront ménagées dans l'étendue de l'île pour assurer le passage des crues, mais ces travaux restent étrangers à l'entreprise des ponts et de leurs abords.

Les grandes poutres du projet des Batignolles étaient en acier. La commission a donné la préférence au fer. Il en résulte une légère augmentation de poids, sans variation sensible du prix total. Il a semblé à la commission que l'acier n'avait pas été assez longtemps éprouvé, pour qu'on dût l'admettre dans un aussi grand ouvrage.

Le procédé de pose des poutres indiqué par la maison des Batignolles est le flottage sur pontons, qu'elle a pratiqué avec succès sur plusieurs grands fleuves, notamment

sur le Niémen. Ce procédé a l'avantage de n'exposer les poutres à aucune fatigue exceptionnelle pendant l'opération du levage. Le tracé auquel s'est arrêtée la commission est un de ceux que la maison Gouin avait proposés dans son projet. Quant à la profondeur des fondations, cette maison, d'accord avec la plupart des maisons concurrentes, ne regarde pas comme nécessaires les 30 mètres exigés par la commission : les ponts construits en amont sur le Danube justifieraient les appréciations des constructeurs. Quelque grands que soient les affouillements possibles dans le Danube, il y a des raisons de croire qu'ils ne pénètrent pas au-dessous d'un certain niveau, signalé par des sables colorés qui paraissent n'avoir jamais été déplacés par les eaux du fleuve. Il suffirait donc d'asseoir les fondations à ce niveau, sans se lancer dans des profondeurs inaccoutumées, qui rendent le travail extrêmement pénible, pour ne pas dire impraticable. Cette question des fondations ne pourra être tranchée d'une manière définitive que lorsque l'on aura commencé les travaux. On recueillera sans doute dès les premières fouilles des documents qui permettront de prendre pour chaque pile une décision spéciale complètement motivée.

On voit l'étendue et l'importance de l'ouvrage : pour ne parler que du grand pont du Danube, quatre travées indépendantes, d'au moins 165 mètres de portée, élevées à une hauteur de 30 mètres au-dessus du niveau des hautes eaux, et reposant sur des piles en maçonneries hautes d'environ 70 mètres entre la base des fondations et la plate-forme qui reçoit l'about des poutres, voilà à grands traits le résumé de l'ouvrage à construire. Il est inutile, à ce qu'il semble, de chercher à donner à ce pont un aspect nonumental : ses dimensions suffisent pour lui assurer un :aractère imposant.

L'estimation des deux ponts hauts dans les différents rojets atteignait, pour la plupart, la somme de 24 à 25 mil-

lions de francs. Le projet de la commission, avec son excès de largeur et sa plus grande profondeur de fondations, doit nécessairement monter à un prix plus élevé. L'exécution d'un tel ouvrage réclamera sans doute beaucoup de temps. Elle suppose avant tout une parfaite tranquillité politique : la Roumanie et les nations qui l'entourent ne sont pas les seules qui en aient besoin.

Pour terminer ce compte rendu sommaire des études auxquelles nous avons été appelé à prendre part, qu'on nous permette de rappeler ici un souvenir personnel, qui remonte à notre séjour à Bucarest, et auquel nous attachons le plus grand prix.

On sait que, chaque année, un certain nombre de jeunes gens viennent de Roumanie à Paris suivre, en qualité d'externes, les cours de l'École des Ponts et Chaussées. Les anciens élèves roumains qui avaient suivi nos cours à diverses époques, ayant appris qu'un des professeurs de l'École était de passage à Bucarest, ont voulu nous offrir un banquet. Ils étaient au nombre d'une vingtaine environ. Le banquet a eu lieu le 15 septembre, dans une salle de l'hôtel du Boulevard, richement décorée, et ornée des drapeaux roumains et français. Sans entrer dans les détails de la fête, nous indiquerons les toasts de la fin du repas.

Le premier nous a été adressé par M. Terusiano, de la promotion de 1868.

Le second, porté par M. Demetresco, de la promotion de 1869, s'adressait à l'École des Ponts et Chaussées de Paris, et nous chargeait de transmettre à nos collègues du corps enseignant la vive reconnaissance de leurs anciens élèves de Roumanie.

Dans un troisième toast, M. Mironesco, de la promotion de 1875, s'est exprimé comme il suit :

« Lorsqu'on a bu à la santé de notre ancien professeur
« et qu'on lui a souhaité la bienvenue, lorsqu'on a exprim

« en notre nom à tous la reconnaissance que nous portons « à cette grande École des Ponts et Chaussées, on pour- « rait croire qu'il n'y a plus rien à ajouter. Mais vous avez « tous pensé, mes chers camarades, que cette fête de « famille ne serait pas complète si nous n'y mêlions le nom « de la France, de la France vers laquelle s'en vont toutes « nos sympathies, celles du pays tout entier. »

M. Mironesco a rappelé alors à grands traits ce que la France a fait pour la Roumanie, par ses conseils, par son autorité dans le monde, par son prestige, par son sang; quelle part elle a prise dans le relèvement du peuple roumain, devenu enfin un peuple libre; il a montré que, grâce à la France, « la Roumanie a pu vivre en cinquante ans plusieurs siècles. »

« Et pour la réorganisation de notre pays naissant, » a ajouté M. Mironesco, « qui ne sait Messieurs, que c'est « en France que nos hommes d'État, nos jurisconsultes, « nos militaires, nos hommes de science, ont puisé les « principes sur lesquels repose aujourd'hui notre édifice « national? Nous avons puisé à cet immense trésor que la « France a accumulé pendant des siècles, et qui ont fait « d'elle le premier pays du monde. Nous pouvons donc dire « avec un légitime orgueil que nous sommes l'œuvre de la « France, et que rien au monde ne pourra arracher de nos « cœurs l'amour et la reconnaissance que nous avons pour « ce beau pays.

. . . .

« En portant ce toast, surtout dans ces temps de trouble « où chaque pays semble chercher sa voie, nous avons « voulu dire tout haut, Messieurs, que nous n'avons rien « oublié du passé, et notre voie à nous est tout indiquée « par ce cri de ralliement que le pays tout entier poussera « au jour du danger : Vive la France! »

Des applaudissements unanimes ont couvert ces nobles paroles. Nous n'y ajouterons aucun commentaire. Elles

montrent le rôle que joue l'École des Ponts et Chaussées, grâce à son externat, pour maintenir le nom français dans des régions d'où nos malheurs semblaient devoir l'exclure, et pour défendre les idées françaises contre tant de redoutables rivalités. Le conseil de l'École, instruit de la manifestation spontanée des anciens élèves roumains, leur a voté des remerciements, et a émis le vœu de voir les *Annales des Ponts et Chaussées* conserver le souvenir de la fête de Bucarest. Nous sommes heureux que cette occasion nous soit offerte de témoigner de nouveau à nos hôtes du 15 septembre notre reconnaissance pour le chaleureux accueil que nous avons trouvé parmi eux, et de publier dans nos *Annales* les sentiments de généreuse sympathie qu'ils ont exprimés pour la France.

Paris, 5 novembre 1883.

N° 64

RÉSUMÉ D'ARTICLES PUBLIÉS

PAR LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS DE LONDRES

SUR LA POUSSÉE DES TERRES

Par M. FLAMANT, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Les volumes LXXI et LXXII des *Proceedings* de la Société des Ingénieurs civils de Londres contiennent des articles intéressants concernant la question si importante de la poussée des terres. La lecture de ces articles m'a donné à penser qu'il pourrait y avoir intérêt, pour les ingénieurs, a en retrouver la plus grande partie tout au moins, dans les *Annales des Ponts et Chaussées*.

Le premier est un travail de M. George Howard Darwin, du Trinity-College de Cambridge, contenant les résultats d'expériences récemment faites sur la poussée horizontale d'une masse de sable, et leur comparaison aux formules théoriques. J'en donne le résumé complet.

Le second est une Note rédigée par M. Boussinesq, professeur à la Faculté des sciences de Lille, sur les conclusions du travail de M. Darwin et dans laquelle il établit la parfaite concordance des résultats trouvés par cet ingénieur, et convenablement interprétés, avec les formules qu'il a lui-même données précédemment, et notamment dans un article publié à la suite d'un Mémoire de M. Baker, dans le

volume LXV des *Proceedings*, et qui a été reproduit *in extenso* dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, juin 1882. Je crois devoir donner intégralement cette Note de M. Boussinesq à la suite du résumé des recherches de M. Darwin (*).

Enfin, le troisième est de M. Gaudard, professeur à l'Université de Lausanne ; il contient aussi, sur le travail de M. Darwin, quelques remarques qui ne sont pas sans intérêt et que je donne également *in extenso*.

Je termine enfin par un résumé très succinct sur l'ensemble de ces recherches et observations.

Résumé d'un travail récent de M. Darwin sur la poussée horizontale d'une masse de sable.

(Vol. LXXI des *Proceedings*, Ire partie.)

I. — RELATION DES EXPÉRIENCES.

La pression de la terre désagrégée contre les murs de revêtement a donné lieu à un grand nombre de recherches théoriques de Coulomb, Rankine, Lévy, Boussinesq et autres, mais il semble que l'on manque de données expérimentales pour en vérifier les résultats. La présente Note contient un résumé de quelques expériences faites dans ce but, dans l'été de 1877. Diverses circonstances ont empêché l'auteur, comme il en avait d'abord l'intention, de faire des expériences avec des appareils et des matériaux variés ; et bien que ses recherches soient, par suite, incomplètes, elles sont cependant suffisantes pour établir quelques propositions concernant la poussée horizontale du sable. C'est la lecture de l'important travail de M. Baker sur le même sujet qui

(*) M. Boussinesq y a joint une *Addition* où il étudie les résultats d'expériences de M. Gobin, publiés récemment dans les *Annales* et relatifs aux mêmes problèmes.

a engagé M. Darwin à publier immédiatement ses résultats.

Il est certain que la théorie aura d'autant plus de chances de s'accorder avec les expériences que celles-ci seront faites avec une matière plus fine et plus homogène. Celle qui a servi à M. Darwin provenait des balayures d'une route empierrée en silex, soigneusement criblées et lavées. Elle était formée presque entièrement de petits grains de silex, et, lorsqu'elle était sèche, constituait un sable fin, poudreux, sans aucun gros fragment.

D'après la théorie admise, les propriétés mécaniques d'une substance granuleuse sont complètement déterminées lorsque l'on connaît son poids spécifique et son talus naturel, c'est-à-dire la plus grande inclinaison sur l'horizon suivant laquelle elle puisse tenir.

Le talus naturel du sable employé fut reconnu être de 35°, mais c'est une quantité que l'on ne peut pas déterminer à moins de 1° d'approximation. Quant au poids spécifique, lorsque le sable était versé aussi légèrement que possible, il était de 1,40, et lorsqu'au contraire le sable avait été secoué et tassé avec un bâton que l'on y introduisait, il s'élevait à 1,55.

On voit déjà ici un défaut des théories mathématiques puisqu'elles ne tiennent pas compte de cette variabilité du poids spécifique ; et, tandis que les remblais correspondent ordinairement au cas du sable tassé, le talus naturel ne peut s'entendre que du sable non tassé, car le talus naturel d'un sable tassé est une phrase dénuée de sens (*).

M. Darwin pense en outre, avec feu le professeur Clerk Maxwell, que « l'élément historique » doit avoir une grande

(*) Cette absence de signification du *talus naturel d'un sable tassé* s'explique lorsque, comme l'a fait M. Darwin, on détermine le talus naturel en versant légèrement le sable sur lui-même ; mais elle n'existe pas lorsque l'on mesure le talus naturel, soit après une rupture d'équilibre, soit, mieux encore, par le procédé indiqué plus loin par M. Boussinesq. On a alors, pour le talus naturel du sable tassé une définition aussi précise que possible (F).

influence sur la nature de l'équilibre limite du sable. Il entend par là que le sable, remblayé de diverses manières, doit exercer des poussées différentes quoique présentant la même apparence extérieure. Cette conjecture est confirmée par ses expériences.

Il s'est servi, pour les faire, d'une caisse dont l'une des parois formait une sorte de porte tournant autour de charnières horizontales placées à la partie inférieure. Cette boîte ABCD a les dimensions indiquées sur la figure 16, pl. 30; la largeur, mesurée à l'intérieur, perpendiculairement au plan de la figure est de $0^m,305$. La paroi BC était mobile dans des coulisses pour faciliter le remplissage; elle était revêtue, sur la surface, d'une couche de sable qu'on y avait collée. Pour empêcher les charnières A d'être obstruées par le sable, on les avait recouvertes d'une petite bande de soie molle, collée sur la porte et sur le fond. Pour laisser à la porte une grande mobilité, elle ne pouvait être en contact absolu avec les côtés verticaux; elle laissait donc de petits intervalles dans lesquels le sable aurait pu s'introduire et s'opposer au mouvement. Cet inconvénient a été évité au moyen de la disposition représentée par la figure 15, qui est un plan horizontal. On voit que la paroi plane de la boîte porte une rainure verticale parallèle à l'angle de la porte; par suite, l'intervalle libre entre la porte et la paroi, très petit lorsque la porte était relevée, s'agrandissait dès qu'elle s'écartait de la position verticale. Un petit morceau triangulaire de soie molle était collé par un de ses côtés sur la paroi intérieure de la porte, et par l'autre, sur la paroi plane de la boîte. Lorsque la porte était verticale, comme dans la figure 15, la soie formait un tube conique, sorte de sac, placé dans la rainure de la paroi. Cette soie avait une largeur telle que le sommet de la port pouvait s'avancer d'environ 5 centimètres. La position vei ticale de la porte était déterminée par deux arrêts plac en arrière et qui ne lui permettaient pas de la dépasser

des verroux servaient à la fixer dans cette position pendant le remplissage de la boîte. La soie fixée à la porte et aux parois de la boîte produisait une étanchéité à peu près complète, et il était rare que des grains de sable s'introduisissent dans les petits sacs de soie. La paroi intérieure de la porte était revêtue d'une couche de sable qui y était collée, de sorte que le frottement du sable contre cette paroi devait être égal à celui du sable sur lui-même. La porte était graduée en centimètres, ce qui permettait de lire immédiatement la profondeur du sable. Au milieu de son arête supérieure était fixée une corde de soie DE (*fig.* 16) qui, après avoir passé sur la poulie E, venait à un dynamomètre F, de Salter, gradué en mesures métriques. De l'autre extrémité de ce dynamomètre partait une autre corde qui passait sur la poulie G et s'enroulait sur le treuil K, formé d'un fort fil de cuivre et mû par une manivelle H.

Pour faire l'observation, après avoir placé la boîte horizontalement et verrouillé la porte dans sa position verticale, on versait le sable suivant la manière et jusqu'à la hauteur voulues, puis on attachait la corde au sommet de la porte, on élevait sa tension au delà de ce qui était nécessaire pour maintenir l'équilibre, enfin on enlevait les verroux et on diminuait graduellement la tension de la corde en déroulant le treuil et en observant attentivement l'index du dynamomètre. Lorsque la porte cédait, il y avait un mouvement brusque de l'index et l'on notait la position qu'il avait auparavant. En écoutant, on entendait, au moment où le sable se mettait en mouvement, un léger bruit correspondant à un mouvement de l'index à peine perceptible, qui précédait le mouvement principal.

Si la boîte a été remplie de sable d'un poids spécifique w sur une hauteur l, et si à l'instant où la porte cède, la tension est de T grammes, le bras de levier de cette tension étant de $0^{m},355$, le moment du couple tendant à maintenir la porte en place était, à cet instant, de 35,5 T grammes-

centimètres. Soit alors L le couple nécessaire pour maintenir en place une tranche de la porte de 1 centimètre de largeur, dans la supposition que la boîte soit infiniment large, et *b* sa largeur réelle; alors évidemment,

$$Lb = 35{,}5\ T.$$

On verra, d'après les expériences de la série VII, que les parois de la boîte exerçaient sur la masse de sable une influence supportante assez faible, de sorte que la valeur de *b* devait être prise égale à $0^{m},29$, soit environ 1 centimètre de moins que la largeur réelle de la porte.

Soit φ l'angle du talus naturel du sable. Alors, d'après la formule de Rankine :

$$35{,}5\ T = Lb = \frac{1}{6}\, wl^3 b \operatorname{tang}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

et, d'après la formule de Boussinesq, avec $\varphi_1 = \varphi$ parce que le frottement contre la porte est égal au frottement intérieur du sable :

$$35{,}5\ T = Lb = \frac{1}{6}\, wl^3 b \operatorname{tang}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right)} \cos\varphi.$$

Les résultats des expériences ont été traduits graphiquement et sont représentés par les figures 17 à 26, dans lesquelles les abscisses représentent la profondeur du sable le long de la porte, et les ordonnées, la tension T de la corde exprimée en grammes, au moment où le glissement commence. A côté de chaque figure est un petit diagramme indiquant le mode de remplissage de la caisse, c'est-à-dire « l'élément historique ». Enfin, sur chaque figure on a tracé une parabole cubique $T = \mu l^3$ et la valeur du paramètre μ est inscrite sur la courbe.

Série I, figure 17. — La boîte était remplie par couches horizontales, sans tassement, mais il était difficile d'obtenir des couches parfaitement de niveau.

Il était difficile d'établir exactement l'époque du glissement. Lorsque la tension T descendait à 100 ou 200 grammes au-dessous de la valeur pour laquelle l'équilibre devait être rompu, il y avait un mouvement continu de la porte, et la tension diminuait graduellement. Lorsque le haut de la porte s'était avancé d'environ 1 millimètre et demi, ce mouvement devenait beaucoup plus marqué. Ce fait est représenté sur la figure, par un trait, plus ou moins long, pour chaque observation.

On voit que les observations s'accordent assez bien avec la parabole

$$T = 0{,}0344\, l^3 \text{ grammes.}$$

D'où :

$$Lb = 35{,}5\ T = 1{,}221\ l^3 \text{ grammes-centimètres}$$

$$= 5{,}234 \times \frac{1}{6} w l^3, \quad \text{si } w = 1{,}46,$$

et, par conséquent, avec $b = 29$ centimètres,

$$L = 0{,}180 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Série II, figure 18. — Après que la porte avait ainsi cédé à ce premier mouvement, on la verrouillait dans la position où elle était parvenue, c'est-à-dire dans une position très voisine de la verticale; on tassait le sable avec un bâton et on frappait les côtés de la boîte à coups de marteau, puis on faisait une nouvelle observation dont les résultats sont rapportés dans la figure 18.

La parabole cubique qui les représente le mieux paraît être

$$T = 0{,}0285\, l^3.$$

D'où, comme ci-dessus, avec $w = 1{,}55$,

$$L = 0{,}132 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Cette série d'expériences ne peut pas être regardée comme

satisfaisante, mais elle est la seule dans laquelle le sable ait été tassé ; on la donne pour ce qu'elle vaut.

Série III, figure 19. — Dans les expériences de cette série, on remplissait la boîte en versant le sable près de la porte, de manière à placer chaque couche successive suivant le talus naturel, faisant un angle obtus avec la partie supérieure de la porte. On remplissait ainsi, jusqu'à la hauteur voulue, de manière à avoir une surface supérieure à peu près de niveau, qu'on réglait en la râclant avec une règle.

La rupture de l'équilibre se faisait, dans ce cas, suivant un mode différent de celui des deux premières séries ; il n'y avait, avant la rupture complète de l'équilibre, aucun mouvement perceptible. Après le premier glissement du sable, on relâchait la tension de la corde jusqu'à en produire un second. C'est pourquoi dans la figure 19 les observations sont représentées par deux petits cercles réunis par des lignes ponctuées. Le centre du cercle supérieur correspond au premier glissement, celui du cercle inférieur, au second.

On voit que la parabole $T = 0,0315\ l^3$ correspond assez bien aux observations. Cela donne, avec $w = 1,40$,

$$L = 0,165 \times \frac{1}{6} w l^3.$$

Série IV, figures 20, 22 et 23. — Le sable était encore versé dans la boîte de manière que chaque couche successive fût inclinée suivant le talus naturel, mais en sens inverse de la série précédente, c'est-à-dire que le talus faisait un angle aigu avec la partie non recouverte de la porte. Les glissements successifs sont encore indiqués par des cercles réunis par des lignes ponctuées. En général, le premier glissement était fort petit et ne se signalait que par un petit bruissement que l'on observait. Il y avait souvent plusieurs glissements successifs. Les résultats de

ces expériences sont rapportés dans la figure 20, et l'on voit que la parabole $T = 0{,}036\, l^3$ les représente assez bien, quoiqu'elle s'éloigne beaucoup de quelques-uns. Elle correspond à

$$L = 0{,}189 \times \frac{1}{6}\, wl^3.$$

Une autre série d'expériences, dans les mêmes conditions, fut entreprise en vue de déterminer plus spécialement les premiers glissements. Les résultats en sont rapportés dans la figure 22, ainsi que la parabole $T = 0{,}036\, l^3$ qui les suit d'assez près.

La figure 23 réunit les premiers glissements de ces deux séries d'expériences : les points marqués B correspondent à un grand glissement, ceux b à un glissement modéré, et le signe ? marque un glissement excessivement petit, et même douteux. La parabole $T = 0{,}036\, l^3$ représente assez bien les faits observés ; elle correspond, comme on vient de le dire, lorsque $w = 1{,}40$ et $b = 0{,}29$, à

$$= 0{,}189 \times \frac{1}{6}\, wl^3.$$

Série V, figure 24. — Dans cette série d'expériences, la surface du sable n'était pas de niveau, mais inclinée suivant le talus naturel en faisant un angle obtus avec la partie non recouverte de la porte ; chaque couche étant elle-même disposée suivant cette inclinaison. La profondeur l est mesurée contre la porte.

La parabole la plus voisine est $T = 0{,}028\, l^3$ donnant

$$L = 0{,}147 \times \frac{1}{6}\, wl^3.$$

Série VI, figure 25. — La surface supérieure était encore réglée suivant le talus naturel, mais en sens inverse, c'est-à-dire en descendant vers la porte. A cause des dimensions de la boîte, il n'a pas été possible de donner à l, une valeur supérieure à 0,23.

La parabole la plus rapprochée des observations semble être $T = 0,0555\, l^3$ donnant

$$L = 0,291 \times \frac{1}{6} wl^3,$$

c'est-à-dire un couple sensiblement double de ce qu'il était dans la série précédente.

Série VII, figure 26. — Les expériences de cette série furent entreprises dans le but de déterminer l'influence des côtés de la boîte sur l'équilibre du sable, et par suite pour évaluer la largeur *effective* de la boîte.

Pour cela, on plaça au milieu de cette boîte et perpendiculairement à la porte, une cloison verticale, la divisant en deux parties égales; cette cloison venait toucher exactement la porte lorsque celle-ci était verticale. Les observations furent faites avec une même profondeur de sable, $0^m,31$, mais en le disposant successivement comme dans les séries III, IV et V ci-dessus. Les résultats sont :

Dans le cas de la série III.

$T = 0,0296\, l^3$, donnant, avec $b = 0,275$, $L = 0,164 \times \frac{1}{6} wl^3$.

La série III avait donné, avec $b = 0,29$, $L = 0,165 \times \frac{1}{6} wl^3$.

Dans le cas de la série IV :

$T = 0,0328\, l^3$, donnant, avec $b = 0,275$, $L = 0,182 \times \frac{1}{6} wl^3$.

La série IV avait donné, avec $b = 0,29$, $L = 0,189 \times \frac{1}{6} wl^3$.

Dans le cas de la série V :

$T = 0,0261\, l^3$, donnant, avec $b = 0,275$, $L = 0,144 \times \frac{1}{6} wl^3$.

La série V avait donné, avec $b = 0,29$ $L = 0,147 \times \frac{1}{6} wl^3$.

Ainsi les 29 expériences faites avec la cloison donnent sensiblement les mêmes résultats que celles qui avaient été

faites en l'absence de cette cloison, à la condition que l'on prenne pour b la valeur $0^{m},275$ au lieu de $0^{m},29$.

L'épaisseur de la cloison était de $0^{m},013$, de sorte que la largeur réelle de la boîte, au lieu de $0^{m},30$ n'était plus que de $0^{m},287$; mais alors, la masse de sable était retenue par le frottement de quatre surfaces verticales au lieu de deux. Comme en diminuant la valeur de b d'une quantité à peine supérieure à l'épaisseur de la cloison, on rend les deux séries d'expériences très concordantes, on peut conclure que cet effet des surfaces verticales était très faible; aussi s'est-on borné, dans les expériences précédentes, à réduire d'un centimètre seulement la largeur réelle de la boîte, et à prendre $b = 0,29$ au lieu de $0,30$.

II. — DISCUSSION DES EXPÉRIENCES.

Dans les expériences des séries I à IV, la surface supérieure du sable étant horizontale, le moment de la poussée, par unité de largeur de la porte serait exprimé, d'après Rankine, par

$$L = \frac{1}{6} wl^3 . \operatorname{tg}^2\left(\frac{1}{4}\pi - \frac{1}{2}\varphi\right),$$

et d'après Boussinesq, par

$$L = \frac{1}{6} wl^3 . \operatorname{tg}^2\left(\frac{1}{4}\pi - \frac{1}{2}\varphi\right) \frac{\cos\left(\frac{1}{4}\pi - \frac{1}{2}\varphi\right)}{\cos\left(\frac{3}{2}\varphi - \frac{1}{4}\pi\right)} \cos\varphi.$$

Le talus naturel a été trouvé être de 35°. Pour montrer quelle peut être l'influence d'une erreur d'un degré sur la détermination de cet angle, on peut vérifier que lorsque $\varphi = 34°, 35°, 36°$, on a respectivement

$$\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}283;\quad 0{,}271;\quad 0{,}260,$$

$$\text{et}\quad \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\frac{\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2}-\frac{\pi}{4}\right)}\cos\varphi = 0{,}208;\quad 0{,}199;\quad 0{,}189.$$

Ainsi la première théorie donnerait environ, pour le coefficient qui multiplie $\frac{1}{6}\, wl^3$, le nombre 0,27, et la seconde, 0,20 ; tandis que d'après les expériences, ce coefficient a été trouvé de 0,180 ; 0,132 ; 0,165 ; 0,189, dans les quatre premières séries respectivement. Le coefficient de Rankine s'en écarte énormément, et sa théorie doit être considérée comme inexacte. Le coefficient de Boussinesq ne diffère pas beaucoup des valeurs expérimentales dans trois des quatre séries, cependant, la différence, excepté dans la série IV, est plus grande que celle qui peut provenir des erreurs d'observation ou de celles qui auraient été faites sur l'estimation de la largeur effective de la boîte.

En ce qui concerne les expériences des séries V et VI, la note de M. Boussinesq pour le cas d'un talus ascendant (série VI) supporté par un mur vertical donne pour la valeur du moment de renversement, la formule

$$L = \frac{1}{6}\, wl^3 \cos^2\varphi.$$

M. Boussinesq n'a pas donné de formule applicable au cas d'un talus descendant, qui fait l'objet des expériences de la série V. La théorie de Rankine, appliquée à un talus, donne, comme celle de Boussinesq, $L = \frac{1}{6}\, wl^3 \cos^2\varphi$; mais elle présente cette singularité qu'elle donne la même valeur pour le cas d'un talus descendant que pour le cas d'un talus ascendant.

Avec $\varphi = 35°$, on a $\cos^2\varphi = 0{,}671$. Au lieu de ce chiffre, les expériences de la série V ont donné 0,147 et celles

de la série VI, 0,291. Dans ce cas, la théorie est donc absolument en défaut.

M. Darwin indique alors une ébauche de théorie qui donne des formules concordant avec les résultats de l'expérience. Il ne considère que le cas du mur vertical, le seul pour lequel on ait des données expérimentales. Il suppose d'abord que le centre de pression du sable sur une surface verticale obéit à la loi hydrostatique, c'est-à-dire se trouve aux deux tiers de la profondeur au-dessous de la surface. Cela est confirmé expérimentalement par ce fait que le moment de renversement varie comme le cube de la profondeur (*). M. Darwin considère ensuite en arrière du mur, un coin de sable qu'il suppose supporté entièrement par les pressions et frottements qui agissent sur ses faces. Par exemple, dans la figure 21, soit BC le mur, AB le talus supérieur du sable, ω l'inclinaison de ce talus et $BC = l$ la profondeur. Soit ABC le coin de sable supporté par le mur et ψ l'angle C, φ l'angle du frottement du sable sur lui-même, φ_1 celui du sable sur le mur, et w la densité du sable. Alors, si W est le poids du coin, on aura

$$W = \frac{1}{2} w.\overline{AB}.\overline{AC}.\sin A = \frac{1}{2} wl^2.\frac{\sin\psi \cos\omega}{\cos(\omega+\psi)}.$$

Les conditions d'équilibre de translation dans le sens horizontal et dans le sens vertical donneront, en désignant par X et par R respectivement les réactions exercées sur le coin de sable par le mur et par la partie inférieure du massif, les relations

$$X = R(\cos\psi - \operatorname{tang}\varphi \sin\psi) = R\,\frac{\cos(\psi+\varphi)}{\cos\varphi},$$

$$W = \frac{1}{2} wl^2 \frac{\sin\psi\cos\omega}{\cos(\omega+\psi)} = X \operatorname{tang}\varphi_1 + R(\sin\psi + \operatorname{tang}\varphi\cos\psi)$$

$$= X \operatorname{tg}\varphi_1 + R\,\frac{\sin(\psi+\varphi)}{\cos\varphi}.$$

(*) En effet, si le moment est proportionnel au cube de la profondeur, cela prouve que les actions individuelles sur chaque élément de la surface verticale

D'où l'on déduit facilement :

$$R = \frac{1}{2} wl^2 \frac{\sin\psi \cos\omega \cos\varphi \cos\varphi_1}{\cos(\omega+\varphi)\sin(\psi+\varphi+\varphi_1)},$$

$$X = \frac{1}{2} wl^2 \frac{\sin\psi \cos\omega \cos(\psi+\varphi)\cos\varphi_1}{\cos(\omega+\psi)\sin(\psi+\varphi+\varphi_1)}.$$

Pour établir la condition d'équilibre de rotation autour du point C, il faudrait déterminer le point d'application de la force R sur le côté AC, mais cette détermination est inutile pour l'objet que l'on a en vue, puisque l'on a supposé que la force X était appliquée aux deux tiers de la profondeur. Le moment de renversement du mur est alors

$$L = \frac{1}{3} lX = \frac{1}{6} wl^3 \frac{\sin\psi \cos\omega \cos(\psi+\varphi)\cos\varphi_1}{\cos(\omega+\psi)\sin(\psi+\varphi+\varphi_1)}.$$

On laisse de côté le cas du mur infiniment poli où $\varphi_1 = 0$. Dans le cas où le frottement contre le mur est le même que celui à l'intérieur du sable, on a $\varphi_1 = \varphi$. C'est ce que l'on supposera.

Si d'abord la surface supérieure est horizontale, $\omega = 0$, et

$$L = \frac{1}{6} wl^3 \operatorname{tang}\psi \frac{\cos(\psi+\varphi)}{\sin(\psi+2\varphi)} \cos\varphi.$$

D'après Coulomb et d'autres physiciens, le coin de sable doit être limité par un plan bissectant l'angle de la verticale avec le talus naturel, alors

$$\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2},$$

et

$$L = \frac{1}{6} wl^3 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right)} \cos\varphi.$$

---

varient proportionnellement à la simple profondeur, c'est-à-dire, suivant la hydrostatique, en admettant, bien entendu, que la même loi s'applique à to[ute] partie de mur située au-dessus d'un plan horizontal quelconque (F).

C'est la formule de Boussinesq pour ce cas. On a déjà vu qu'elle présente une bonne approximation de quelques résultats d'expériences. Si, en second lieu, la surface supérieure est inclinée suivant le talus naturel, comme dans la série VI, $\omega = \varphi$ et, en admettant que l'on ait encore $\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ (*),

$$L = \frac{1}{6} w l^3 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cos^2\varphi}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right)}.$$

Enfin, si la surface a la même inclinaison, mais en sens inverse comme dans la série V, on a $\omega = -\varphi$ et, si ψ a la même valeur que tout à l'heure,

$$L = \frac{1}{6} w l^3 \left[\frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\cos\varphi}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right)}\right]^2.$$

Avec $\varphi = 35°$, on trouve que

$$\left[\frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\cos\varphi}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right)}\right]^2 = 0,1455$$

et

$$\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cos^2\varphi}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right)} = 0,3125.$$

La série V a donné pour le premier coefficient la valeur 0,147 et la série VI, pour le second, la valeur 0,291. Cette formule semi-empirique s'accorde donc mieux que l'on ne pouvait l'espérer avec les résultats de l'expérience.

M. Darwin cherche à déterminer les causes de la discordance de la théorie et des diverses expériences entre elles.

Tous les auteurs ont supposé que l'action tangentielle

(*) Ce qui est alors beaucoup plus douteux (F).

sur un élément idéal dans une masse de terre désagrégée est de la même nature que le frottement statique entre deux solides, et que l'équilibre est sur le point de se rompre lorsque cette action tangentielle atteint une certaine fraction de l'action normale, fraction désignée par tang φ, lorsque φ est l'angle de la plus grande inclinaison possible. Cette hypothèse n'est pas exacte, même lorsqu'il s'agit d'un sable formé de grains incompressibles et absolument dépourvu de cohésion.

Si ce sable est jeté légèrement sur lui-même, les grains de forme irrégulière s'appuieront par leurs angles et occuperont ainsi plus d'espace qu'ils ne devraient. Si on tasse ce sable, beaucoup de grains se déplaceront en tournant sur eux-mêmes, tomberont dans les interstices et le volume diminuera considérablement, environ de 10 p. 100 si le tassement est parfait. Il se produirait même une diminution analogue du volume, naturellement beaucoup plus petite, si tous les grains étaient supposés sphériques. Si, maitenant on compare les actions tangentielles, compatibles avec l'équilibre, avant et après le tassement, on reconnaîtra qu'elles sont très différentes, car un grain de sable qui est bien emboîté entre ses voisins exigera, pour se déplacer, plus de force que lorsqu'il reposait simplement sur ses angles. Le coefficient de frottement intérieur du sable est donc une fonction de la pression, mais non pas seulement de la pression actuelle, mais aussi de la pression ou de l'agitation à laquelle le sable aura été soumis précédemment. C'est « l'élément historique » qui détermine la nature de l'équilibre limite.

Partant de là, M. Darwin explique par des considérations ingénieuses, mais fort contestables, les divergences qu'il a trouvées entre les résultats des expériences d[illegible] séries I, II, III, IV, et il arrive à cette conclusion q[illegible] même avec la matière qui a servi à ces expériences, qui est aussi semblable que possible à la terre désagrég[illegible]

idéale des mathématiciens, les lois théoriques de l'équilibre ne se vérifient pas, ce qui tient sans doute à ce que le coefficient du frottement intérieur maximum est très différent dans les diverses parties d'une même masse de sable et n'est pas du tout une constante. Souvent aussi, la rupture de l'équilibre n'est pas un fait absolument défini et elle se produit graduellement sans qu'on puisse exactement déterminer l'instant où elle commence. L'auteur en appelle aux ingénieurs pour établir qu'en général, avant qu'un mur de soutènement ne se renverse, on observe d'abord quelques mouvements manifestés par des lézardes ou des fentes qui se produisent dans le massif de terre; et aussi que, bien souvent un mur, après avoir subi un premier mouvement sur certains points, s'arrête et reste en équilibre indéfiniment après. Ce premier mouvement du mur a permis à la terre du remblai de prendre un arrangement formant un équilibre plus stable, ce qui correspond à une diminution de la pression sur le mur.

Si tout cela est vrai lorsqu'il s'agit d'une matière presque parfaitement idéale, comme le sable sec, cela l'est encore bien plus lorsqu'il s'agit de matériaux comme les ingénieurs en rencontrent, qui peuvent avoir une viscosité analogue à celle de la poix et exercer une pression presque équivalente à celle d'un liquide.

Dans les terrains de consistance variable, la pression doit elle-même subir de grandes variations.

L'auteur termine en exprimant l'espoir que d'autres expérimentateurs reprendront ce sujet et seront amenés à faire des expériences avec d'autres matériaux et par d'autres méthodes, mais en tenant compte, comme il croit l'avoir fait le premier, de « l'élément historique ». Et, jusqu'à ce que le contraire lui ait été démontré, il pense qu'au point de vue pratique, les ingénieurs n'ont rien de mieux à faire qu'à laisser de côté les théories et les formules compliquées, à employer une règle semi-empi-

rique, telle que celle de Coulomb, et à adopter un large coefficient de sécurité.

NOTE

sur la poussée horizontale d'une masse de sable, à propos des expériences de M. Darwin ;

Par M. J. BOUSSINESQ, Professeur à la Faculté des Sciences de Lille.

(*in extenso*)

(Vol. LXXII des *Proceedings*, IIe partie.)

Les expériences si soignées de M. Georges Howard Darwin (*) fournissent un précieux contrôle de la théorie sur la poussée des terres. Un examen attentif des résultats qu'elles ont donnés me paraît confirmer, dans une mesure bien plus grande que ne l'a pensé leur savant auteur, les formules que j'avais obtenues sur la question au § IX de mon Mémoire de 1876 [*Essai théorique sur l'équilibre des massifs pulvérulents, etc.* (**)] et qui, pour le cas particulièrement important d'un terre-plein horizontal contenu par un mur vertical, ont été reproduites avec développements, d'abord, dans une Note publiée en 1881 aux *Proceedings* de la Société des Ingénieurs civils de Londres, à la suite d'un Mémoire de M. Baker (vol. LXV, p. 212), puis, dans une traduction française, un peu augmentée, de cette Note, qui a paru en juin 1882 aux *Annales des Ponts et Chaussées* (p. 625).

I. — Il faut seulement, pour appliquer comme il con-

(*) Publiées dans les *Proceedings* de la Société des Ingénieurs civils de Londres, 1882 ; vol. LXXI, part. I.

(**) A Paris, chez M. Gauthier-Villars.

vient ces formules, remarquer que l'angle de frottement, tel qu'on le détermine en observant la pente la plus forte sous laquelle le sable expérimenté se soutienne quand on le verse avec précaution sans le tasser, n'est que celui des couches les plus superficielles de la masse. Et encore faut-il n'y verser le sable que d'une hauteur infiniment petite, pour ainsi dire : car, dès que la pente de la surface approche de sa valeur limite, la plus faible vitesse de chute, acquise par les couches nouvelles qu'on y répand, suffit pour les faire rouler jusqu'au bas du talus et pour empêcher ainsi l'inclinaison maxima d'être atteinte. Le coefficient de frottement des couches superficielles s'obtiendrait bien mieux, ce me semble, en remplissant de sable un large vase à fond rugueux et en arasant sa surface horizontalement, puis en inclinant peu à peu le vase jusqu'à ce que des éboulements se produisissent à cette surface. L'angle fait alors par celle-ci avec l'horizon serait l'angle de frottement cherché, et il dépasserait peut-être sensiblement, de 1° ou 2°, celui du talus formé en versant, même avec précaution, du sable contre un mur destiné à le soutenir. Il serait d'ailleurs déterminé, de la sorte, dans des conditions aussi analogues que possible à celles des équilibres limites pour lesquels on veut le faire servir, et qui constituent également des passages de l'état de repos à l'état de mouvement; tandis que, au contraire, le cas d'un sable versé sur une pente et s'y arrêtant constitue un passage inverse d'un état de mouvement à un état de repos. Or on sait qu'il est toujours désirable de déterminer les constantes physiques au moyen d'expériences de même nature que celles où l'on doit les employer (*).

(*) Ne serait-il pas possible, par exemple, que, entre deux couches sablonuses, comme entre certains solides glissant l'un sur l'autre, le frottement, à ssion normale égale, fût, *au départ*, un peu plus grand que pendant le uvement? Or cela suffirait pour rendre l'angle de frottement, dans une masse ssant de l'état d'équilibre stable à l'état ébouleux, supérieur de quelques grés à celui qui concernerait le passage inverse.

Mais si déjà le coefficient de frottement des couches superficielles doit surpasser quelque peu la pente des talus les plus inclinés qu'elles forment en tombant, celui des couches intérieures présentera, sur la même pente, un excédent bien plus sensible. En effet, ces dernières ne peuvent manquer de subir, rien que sous le poids de celles qui les recouvrent, un tassement assez notable, quoique beaucoup moins complet que celui que l'on produit en secouant le sable et en le comprimant au moyen d'un bâton; et ce tassement partiel a inévitablement le double effet, d'une part, de rendre la densité générale, c'est-à-dire celle que fait connaître une pesée de toute la masse, et qui était de 1,40 pour le sable expérimenté par M. Darwin, légèrement supérieure à la densité propre des couches superficielles, d'autre part, de faire acquérir à l'ensemble un angle de frottement un peu plus grand que celui de ces couches et, à plus forte raison, que l'angle des talus les plus inclinés offerts naturellement par les massifs en voie de formation.

Celui-ci étant de 35° pour le sable qu'employait M. G. Darwin, on voit que l'angle de frottement intérieur φ s'y trouvait compris entre 35° et la valeur notablement plus forte qu'il atteignait dans les observations de sa série II, où tout le sable était tassé autant que possible, au point que sa densité s'élevait à 1,55. Peut-être M. Darwin aurait-il pu, en inclinant alors la caisse jusqu'à ce qu'un éboulement se fût produit, mesurer directement cette valeur maxima de φ, nécessaire à connaître. A défaut d'une évaluation directe, on ne peut la déduire que de la comparaison de la formule théorique du moment de la poussée avec sa valeur expérimentale dans cette série II. Une fois la limite supérieure de l'angle de frottement φ ainsi trouvée, il sera naturel d'adopter, comme valeur vraie ou aussi exacte que possible de φ, pour une masse de sable imparfaitement tassée par l'effet seul de son poids.

la moyenne arithmétique de cette limite supérieure et de la limite inférieure connue 35°. Or, si l'on opère de la sorte, les résultats théoriques sont remarquablement concordants avec ceux de l'observation.

II. — Et d'abord, occupons-nous des séries d'expériences (I à IV) où la poussée, sur une paroi verticale mobile, était produite par une hauteur h d'un sable ayant sa surface supérieure horizontale. D'après les résultats de l'intégration approchée des équations aux dérivées partielles de l'équilibre limite, que j'ai pu effectuer, le moment de la poussée par rapport à la base de la paroi y égale $\frac{1}{6}\Pi h^3 K \cos\varphi$: Π est le poids spécifique du sable et $K\cos\varphi$ un certain coefficient, dont on obtient une valeur par défaut en prenant

$$(1) \qquad K\cos\varphi = \operatorname{tang}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\frac{\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\cos\varphi}{\cos\left(\frac{3\varphi}{2}-\frac{\pi}{4}\right)},$$

et une autre valeur, approchée par excès, en se servant de la même formule, dans laquelle seulement φ désigne alors, non plus l'angle de frottement, mais l'angle un peu moindre fourni par l'équation

$$(2) \qquad \sin\varphi = \frac{\sin\varphi' + \sqrt{8+\sin^2\varphi'}}{4}\sin\varphi',$$

où φ' est lui-même l'angle de frottement donné. On pourra donc regarder comme étant l'expression théorique de $K\cos\varphi$ la moyenne de ces deux évaluations.

Déterminons en premier lieu par ces formules, comme j'ai dit, la valeur de φ pour le sable complètement tassé, en nous servant du résultat qui résume la série II d'observations et qui revient à poser, dans l'expression théorique du moment, $K\cos\varphi = 0{,}132$. Après quelques tâton-

nements, on trouve que cette valeur de φ est $\varphi = 46°$; car l'expression (1) de K cos φ vaut alors 0,1151, et celle qui se déduit de (2) et (1) en posant $\varphi' = 46°$ (d'où $\varphi = 40° 52'$) est 0,1497. La moyenne arithmétique de ces deux résultats, ou ce qu'on peut regarder comme la valeur théorique de K cos φ, égale 0,1324, nombre à peu près identique à celui de l'observation. Si l'on avait pris $\varphi = 45°$, la formule (1) aurait donné K cos $\varphi = 0,1213$, et les relations (2) et (1), où l'on aurait eu $\varphi' = 45°$ (d'où $\varphi = 39° 49'$), auraient donné pour l'autre limite 0,1577; la moyenne, 0,14, aurait été un peu trop forte.

L'angle de frottement du sable complètement tassé étant environ 46°, la valeur de φ qu'il conviendra d'adopter, pour les séries d'observations autres que la série II, sera, comme on vient de dire, la moyenne entre 35° et 46°, c'est-à-dire $40° \frac{1}{2}$. L'excédent de ce nombre sur 35° ne paraît nullement excessif, si l'on observe que, d'après la remarque faite plus haut, l'angle véritable de frottement des couches superficielles n'était probablement pas 35°, mais plutôt 36° ou 37° (*). Il est possible cependant que la présence ou le faible éloignement des trois côtés verticaux fixes et du fond de la caisse d'expériences (dont M. Darwin n'a essayé de mettre l'influence en ligne de compte que pour ce qui concerne les deux parois de droite et de gauche), en gênant quelque peu les déformations du sable, ait

(*) On observera que le rapport (0,88) des angles de frottement, $40° \frac{1}{2}$ et 46°, ainsi admis, d'une part, pour le sable imparfaitement tassé par le fait seul de son poids et, d'autre part, pour celui qui l'était complètement au moyen de fortes compressions préalables, a presque la même valeur que le rap[illegible] (0,905) des deux densités correspondantes 1,40 et 1,55. Et celui des [illegible] sinus de $40° \frac{1}{2}$ et de 46° s'en rapproche encore plus (car il égale 0,902[illegible]). L'angle de frottement d'un *même* sable *plus ou moins tassé* aurait-il [illegible] son sinus proportionnel à la densité? Ce serait assez vraisemblable.

produit, jusqu'à un certain point, sur la poussée éprouvée par la paroi mobile, le même effet qu'une légère augmentation de l'angle de frottement de toute la masse : le massif, ainsi limité par des plans fixes que ne supposent pas les formules théoriques, se serait comporté à peu près, sur la paroi mobile, comme un massif indéfini du côté de ces plans, mais ayant un angle de frottement légèrement plus fort. La valeur $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$, que nous venons d'obtenir, en partie, par la comparaison des formules aux résultats effectifs de la série II, peut donc dépasser l'angle moyen de frottement des couches intérieures d'une petite quantité, qu'il est bon d'y conserver dans nos vérifications, pour tenir quelque compte de la portion d'influence des parois fixes négligée par M. Darwin. Cette petite quantité englobera aussi, pour la même raison, dans une certaine mesure, l'effet d'une autre cause *apparente* (que M. Darwin a jugée complètement négligeable) d'augmentation de l'angle φ, ou plutôt de diminution du moment de la poussée, supposé évalué sans correction au moyen des indications du dynamomètre : je veux parler du frottement de la poulie de renvoi interposée entre cet instrument et la paroi mobile, frottement qui, pour une très faible part, aidait la tension du ressort dynamométrique à équilibrer la poussée du massif pulvérulent (*).

(*) Je suis porté, toutefois, à penser que la petite quantité, ou augmentation fictive de φ, dont il est question, ne dépasse pas une fraction de degré dans a valeur $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$. Car une observation de M. Gobin, relatée dans un mémoire que j'analyse plus loin (p. 310) et qui a paru en août dernier aux *Annales* oir p. 185), prouve qu'il n'y a rien d'anormal dans une différence de $5^\circ \frac{1}{2}$ tre l'angle de frottement φ des couches intérieures d'un massif et celui esure la pente la plus forte prise naturellement par ses couches superficielles, moins lorsqu'il s'agit d'une terre sablonneuse du genre de celle (balayures de ute) qui a servi aux expériences de M. Darwin et qui me paraît avoir été assez alogue à celle dont parle M. Gobin. Celle-ci, quand on faisait ébouler sa

Si l'on effectue le calcul de la formule (1) dans ces conditions, c'est-à-dire en posant $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$, on trouve $K \cos \varphi = 0,1525$; et si l'on fait celui des formules (2) et (1) dans l'hypothèse $\varphi' = 40^\circ \frac{1}{2}$ (d'où $\varphi = 35^\circ\, 13'$), on trouve $K \cos \varphi = 0,1966$. La moyenne arithmétique de ces deux valeurs est $K \cos \varphi = 0,175$. On voit que ce nombre s'écarte bien peu des résultats d'expérience fournis par les séries I, III, IV, qui ont été respectivement 0,180 0,165, 0,189 ; et il est presque identique à leur moyenne 0,178. On voit aussi que les deux limites supérieure et inférieure déterminées au moyen des relations (1) et (2) semblent être à peu près également distantes de la véritable valeur.

Je remarquerai que les différences existant entre les trois résultats 0,180 ; 0,165 ; 0,189 s'expliquent très bien : car, dans la série III, où les couches de sable contiguës à la paroi avaient été déposées les premières et avaient eu à supporter les autres, leur tassement devait être plus complet que dans la série IV, où elles avaient été, au contraire, déposées les dernières : aussi l'angle de frottement est-il plus fort et, par suite, le coefficient $K \cos \varphi$ plus petit, dans la série III que dans la série IV. Quant à la série I, où le sable avait été déposé par couches horizontales, elle tient naturellement le milieu.

III. — Passons maintenant à l'étude de la série VI, où la

---

masse en enlevant un des côtés de la caisse où elle était contenue, présentait une pente de $\frac{18}{20}$ = tang 41°59', alors que la pente naturelle *de sa surface* était seulement $\frac{17}{23}$ = tang 36°28', ou un peu plus que celle (comprise entre tang [illegible] et tang 36°) des talus observés par M. Darwin. Or la différence entre 41°59' et 36°28' est 5°31', c'est-à-dire, très sensiblement, $5^\circ \frac{1}{2}$, comme le calcul nous conduit à l'admettre pour la terre sablonneuse étudiée par M. Darwin.

surface supérieure, au lieu d'être horizontale, s'élevait sur l'horizon (en s'éloignant de la paroi) d'un angle ω égal à 35°. Les formules ci-dessus, empruntées à ma Note insérée dans la discussion relative au travail de M. Baker, ne sont donc plus applicables, et il faut recourir à celles, plus générales, du § IX (p. 126) de mon Mémoire cité plus haut (*Essai théorique, etc.*), qui donnent, comme l'a remarqué M. G. Darwin,

$$(3)\quad K\cos\varphi = \operatorname{tang}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\frac{\cos\psi\cos(\varphi+\delta)\cos\omega\cos\varphi}{\cos(\varphi-\delta)\cos(\omega+\psi)},$$

où les angles auxiliaires ψ et δ se calculent par les équations (p. 109, 118 et 119)

$$(3\ bis)\qquad \sin(\omega+2\psi)=\frac{\sin\omega}{\sin\varphi},\qquad \delta=\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}-\psi.$$

Toutefois ces formules, pareillement à la précédente (1), ne fournissent qu'une limite inférieure de K cos φ. Mais une limite supérieure, qui doit encore dépasser la valeur vraie d'à peu près autant que la limite inférieure est en dessous, s'obtiendra en y mettant pour φ l'angle, un peu moindre que celui de frottement, qui satisfait à l'équation

$$(4)\qquad \frac{\sin\varphi}{\cos\delta}=\sin\varphi',$$

où φ' désigne justement l'angle donné du frottement intérieur, c'est-à-dire, ici, $40°\frac{1}{2}$. Cette équation (4), dont on peut voir la signification aux pages 116 et 125 de l'*Essai théorique* (*), comprend comme cas particulier la précé-

(*) Il résulte de cette signification, dont le détail m'écarterait de mon sujet, que, lorsqu'on prend simultanément les équations (3 *bis*), (4) et (3), en attribuant à φ une valeur quelconque comprise entre $\sqrt{\omega^2}$ et $\frac{\pi}{2}$, puis calculant ψ, δ et φ' par (3 *bis*) et (4), l'expression (3) de K cos φ est celle du coefficient par lequel il faudrait multiplier $\frac{1}{6}\,\Pi h^3$ pour avoir le moment, considéré ici, de la poussée exercée sur la paroi verticale de hauteur h, dans le cas d'un certain massif partiellement hétérogène de la forme du proposé et d'un poids spécifique égal à Π, mais dont l'angle de frottement, exprimé par la constante φ aux

dente (2), à laquelle elle équivaut quand $\omega = 0$; et son emploi pour obtenir une limite supérieure de K $\cos\varphi$ se justifie exactement de la même manière que je l'ai fait, en ce qui concerne (2), dans le dernier numéro de ma Note insérée à la suite du Mémoire de M. Baker (*).

---

points un peu éloignés du mur, croîtrait, à l'approche de ce dernier, depuis φ jusqu'à φ'; massif équivalent, au point de vue du moment de sa poussée, à un autre certain massif homogène, encore de même forme et de même densité, ayant son angle (constant) de frottement compris entre φ et φ'. D'ailleurs, pour toute valeur de φ, donnée entre zéro et $\frac{\pi}{2}$, et quel que soit, entre $-\varphi$ et φ, l'angle ω fait par le talus avec l'horizon, la valeur de φ' que définit l'équation (4) existe toujours entre φ et $\frac{\pi}{2}$. Si, en effet, dans la première (3 *bis*), on laisse φ constant, mais qu'on fasse croître ω de $-\varphi$ à φ, une différentiation immédiate donne, en divisant par $\cos(\omega + 2\psi)$ qui égale, d'après (3), $\sqrt{1 - \frac{\sin^2\omega}{\sin^2\varphi}}$,

$$1 + 2\frac{d\psi}{d\omega} = \frac{\cos\omega}{\sqrt{\sin^2\varphi - \sin^2\omega}} = \frac{\cos\omega}{\sqrt{\cos^2\omega - \cos^2\varphi}}.$$

Or cette relation montre que $1 + 2\frac{d\psi}{d\omega}$ dépasse l'unité ou que ψ grandit en même temps que ω, savoir, depuis sa première valeur $-\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ jusqu'à la dernière $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Et il résulte alors de la seconde (3 *bis*) que l'angle δ varie, au contraire, en sens inverse de ω, depuis $\frac{\pi}{2} - \varphi$ jusqu'à zéro. Enfin, d'après (4), $\sin\varphi'$ varie également en sens inverse de $\cos\delta$ et par conséquent décroît depuis 1 jusqu'à $\sin\varphi$. Donc φ' diminue de $\frac{\pi}{2}$ à φ et a toujours une valeur assignable entre ces deux limites.

(*) Si la face postérieure du mur, de hauteur verticale h, faisait avec la verticale un angle donné i (positif dans le cas d'un mur avec fruit intérieur, négatif dans celui d'un mur en surplomb), et si l'on voulait toujours avoir le moment de la poussée par rapport à la base de la face postérieure du mur, moment exprimé alors par $\frac{1}{6}\Pi\frac{h^3}{\cos^3 i}K\cos\varphi$, il suffirait de remplacer, dans (3), le facteur $\cos\omega$ par $\cos(\omega - i)$ et de poser, au lieu de la seconde relation (3 *bis*)

$$\delta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \psi - i.$$

Toutefois, ces formules ne s'appliqueraient qu'autant que la valeur de δ continuerait à être positive; ce qui n'arriverait plus si l'angle i devenait supérieur

D'ailleurs, l'équation (4) a toujours une racine φ convenant à la question, du moins quand l'angle connu ω est positif : car, d'une part, que ω soit positif ou négatif, les formules (3 *bis*), où il faut supposer $\varphi > \sqrt{\omega^2}$, donnent une valeur de δ comprise entre zéro et $\frac{\pi}{2}$, comme on le reconnaît assez aisément (*); d'autre part, quand ω est positif, cette valeur de δ s'annule pour $\varphi = \omega$, de sorte que, si l'on fait alors, dans (4), croître graduellement φ de ω à $\frac{\pi}{2}$, φ', d'abord égal, puis supérieur à φ, passe par toutes les valeurs comprises entre ω et $\frac{\pi}{2}$. Il y a donc, du moins dans le cas où ω est positif, une racine φ, quelle que soit la valeur donnée de φ'.

Ainsi, faisons d'abord, dans (3 *bis*) et (3), $\omega = 35°$, $\varphi = 40° \frac{1}{2}$. Il vient $\psi = 13°31'$, $\delta = 11°14'$, et la valeur de K cos φ approchée par défaut se trouve être K cos φ = 0,2992. Cherchons maintenant la limite supérieure, et pour cela, essayons de satisfaire à (3 *bis*), (4) et (3) après avoir posé $\varphi' = 40° \frac{1}{2}$. On reconnaît, à l'aide de quelques tâtonnements, qu'il faut prendre

$$\varphi = 39°40', \quad \text{d'où } \psi = 14°29', \quad \delta = 10°41' \quad \text{et} \quad K \cos \varphi = 0,3221.$$

à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \psi$. Dans ce dernier cas, un coin de terre, ayant pour arête inférieure la base de la face postérieure du mur et pour angle correspondant $-\delta$, ferait corps avec le mur au commencement de l'éboulement, et c'est contre sa face contiguë au reste du massif, définie en direction par le nouvel angle $i = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \psi$, que s'exercerait la poussée, régie alors *exactement* par les formules (3) et (3 *bis*) devenues identiques à celles résultant de l'intégrale de Rankine (vu qu'on a[illegible]it $\delta = 0$, $\varphi' = \varphi$).

[illegible]n trouvera, aux pages 116 à 126 de mon *Essai théorique*, la démonstration d[illegible] toutes ces lois (étendues même au cas général d'un angle de frottement extéri[illegible]ur φ_1 différent de φ), et, aux pages suivantes 127 à 133, leur généralisation p[illegible]r des massifs et des murs ayant leurs profils courbes.

(*) Voir ci-dessus la note de la page 501.

effectif de frottement, qui vérifie l'équation (4) dans laquelle on aura pris φ' égal justement à cet angle. Mais, alors, une telle racine φ n'existe, pour une valeur négative donnée de ω, qu'autant que φ' dépasse un certain minimum notablement plus grand que $\sqrt{\omega^2}$. On le reconnaît en observant que, pour φ croissant de $\sqrt{\omega^2}$ à $\frac{\pi}{2}$, $\cos\delta$ grandit de $\sin\sqrt{\omega^2}$ à 1 et que, par suite, en vertu de (4), φ' prend la même valeur, $\frac{\pi}{2}$, à la première de ces limites qu'à la seconde. Donc, cet angle φ', qui est d'ailleurs constamment compris entre φ et $\frac{\pi}{2}$, ne s'abaisse jamais jusqu'à $\sqrt{\omega^2}$. Et son minimum doit, naturellement, croître avec la valeur absolue de ω, puisque, à la limite $\omega = 0$, la formule (2) montre que φ' peut s'approcher autant qu'on veut de zéro. Quand φ' sera donné, la valeur de ω ne pourra donc pas descendre jusqu'à $-\varphi'$ si l'on veut que la racine φ des équations (3 *bis*) et (4) continue d'exister.

On pourra obtenir approximativement la limite négative ou inférieure de ω au-dessous de laquelle cette racine φ disparaît, en essayant un certain nombre de valeurs de φ et en cherchant, parmi elles, celle qui fait acquérir à ω les plus fortes valeurs négatives. La valeur de δ (d'où l'on déduit ensuite celle de ψ, $\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} - \delta$) se calcule directement, chaque fois, par l'équation (4), où φ' est donné, et celle de ω se déduit ensuite de la première (3 *bis*) qui, résolue par rapport à $\tang\omega$ après avoir dédoublé $\sin(\omega + 2\psi)$ en $\sin\omega\cos 2\psi + \cos\omega\sin 2\psi$, donne :

$$(5) \qquad \tang\omega = \frac{\sin\varphi\sin 2\psi}{1 - \sin\varphi\cos 2\psi}.$$

On connaîtra de la sorte la plus grande valeur négative de l'inclinaison $\tang\omega$ du talus pour laquelle les équations

(3), (3 *bis*) et (4) permettent d'avoir, tout à la fois, une limite inférieure et une limite supérieure de $K \cos \varphi$. Au delà, il ne sera plus possible d'obtenir que la limite inférieure, mais on pourra s'y laisser guider, quelque temps encore, par le sentiment de la continuité des phénomènes, pour fixer une région comprenant les vraies valeurs de $K \cos \varphi$.

Faisant donc $\varphi' = 40^\circ \frac{1}{2}$ dans (4), attribuons successivement à φ des valeurs comme 20°, 21°, 22°, etc. Les formules (4) et (5) nous donneront :

pour $\varphi = 25^\circ$, $\delta = 49^\circ 24'$, $\psi = -16^\circ 54'$, $\omega = -19^\circ 55'$;

pour $\varphi = 25^\circ \frac{1}{2}$, $\delta = 48^\circ 29'$, $\psi = -16^\circ 14'$, $\omega = -19^\circ 57'$;

pour $\varphi = 26^\circ$, $\delta = 47^\circ 33'$, $\psi = -15^\circ 35'$, $\omega = -19^\circ 56'$.

La plus forte valeur négative possible de ω est $\omega = -19^\circ 57'$, et elle correspond à $\varphi = 25^\circ \frac{1}{2}$. Or si l'on porte ces valeurs et les valeurs corrélatives $\delta = 48^\circ 29'$, $\psi = -16^\circ 14'$ dans la formule (3), on voit que la limite supérieure de $K \cos \varphi$ est alors, c'est-à-dire pour $\omega = -19^\circ 57'$, $K \cos \varphi = 0{,}1909$. Quant à la limite inférieure, obtenue en faisant, dans (3 *bis*) et (3), $\omega = -19^\circ 57'$ et $\varphi = 40^\circ \frac{1}{2}$ $\left(\text{d'où } \psi = -5^\circ 52' \frac{1}{2} \text{ et } \delta = 30^\circ 37' \frac{1}{2}\right)$, elle est $K \cos \varphi = 0{,}1196$. Il vient donc, pour la moyenne arithmétique de ces deux limites, 0,1552. Si on la regarde comme étant la valeur vraie de $K \cos \varphi$, on voit que l'erreur de la limite inférieure sera $0{,}1552 - 0{,}1196 = 0{,}036$ environ. Or cette erreur, constamment de l'ordre de $\frac{1}{\cos \delta} - 1$, deviendrait, naturellement, encore plus grande si la valeur absolue de l'angle ω de la surface supérieure avec l'horizon venait à dépasser $19^\circ 57'$, ce qui ferait croître δ. On est donc induit

à penser que, dans les cas où les valeurs négatives de ω surpasseront $19°57'$ et où, par suite, la limite inférieure seule de $K \cos \varphi$ restera calculable, la différence entre cette limite et la valeur vraie de $K \cos \varphi$ sera plus grande que 0,036.

Voyons ce que nous donnera pour $K \cos \varphi$, en tenant compte de cette indication, la valeur $\omega = -35°$, qui est justement celle de la série V des observations. Faisons donc, dans (3 *bis*) et (3), $\varphi = 40° \frac{1}{2}$, $\omega = -35°$ (d'où $\psi = -13°31'$, $\delta = 38°16'$) : il viendra $K \cos \varphi = 0{,}082$. Mais ce nombre étant, par hypothèse, inférieur au vrai d'une quantité plus grande que 0,036, la véritable valeur dépassera $0{,}082 + 0{,}036 = 0{,}118$.

D'autre part, il semble évident *à priori* que les poussées sont moins fortes quand la pente tang ω de la surface est négative que lorsqu'elle est nulle, et d'autant moins fortes que cette pente est plus grande en valeur absolue, puisque, alors, la paroi a, dans son voisinage et au-dessus du niveau de son bord inférieur, moins de sable à supporter. Donc la vraie valeur de $K \cos \varphi$ doit être, tout à la fois, plus grande que 0,118 et moindre que 0,155, valeur que nous avons été conduit à lui attribuer quand ω égalait $-19°57'$. Sa valeur en quelque sorte la plus probable, résultant de toutes ces *inductions*, serait donc voisine de 0,14. Or l'expérience a donné effectivement $K \cos \varphi = 0{,}147$.

Ainsi les indications de la théorie, quoique assez vagues dans le cas, actuellement considéré, où ω reçoit de fortes valeurs négatives, peuvent encore y rendre quelques services, et, tout au moins, fixer l'esprit sur l'ordre de grandeur des résultats. Il est bon d'ailleurs de remarquer que ce cas, le plus défavorable de tous au point de vue de l'emploi des équations ci-dessus, n'a que peu ou point d'importance pratique.

V. — En résumé, les précieuses observations de M. G. Darwin me paraissent confirmer, aussi pleinement que possible, les formules que j'ai données pour la poussée d'un massif pulvérulent à l'état d'équilibre limite, formules qui résultent des principes de Rankine, simplement complétés par l'adjonction de la condition de glissement du massif contre le mur qui le soutient, et devenus, sous cette forme, l'expression rationnelle et rectifiée de ceux même de Coulomb. La théorie de Coulomb, en effet, dans tous les cas où son hypothèse fondamentale d'une rupture plane du massif est justifiable, donne identiquement les mêmes résultats que les formules de Rankine, comme l'a démontré M. Maurice Lévy dans son Mémoire inséré en 1873 au *Journal de Mathématiques* de M. Liouville. Or il se trouve que ces cas (dont le plus remarquable est celui où $\omega = \varphi$ et où, par suite, $\psi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ et $\delta = 0$) sont justement ceux dans lesquels mes formules se réduisent à celles de Rankine; de sorte que ces formules impliquent tout ce qui peut subsister de l'ancienne théorie de Coulomb (*).

(*) Je ne nie pas d'ailleurs que la tentative théorique de M. G. Darwin, exposée dans la deuxième partie de son Mémoire, ne puisse (en exceptant le cas où ω serait plus ou moins voisin de φ) donner comme un aperçu très général ou une première esquisse de la manière dont les choses doivent se passer au moment où un mur de revêtement vertical commence à se renverser. Alors, en effet, le mur, tout en cédant, continue à soutenir en partie le massif; ce qui doit permettre à la portion de celui-ci qui reste, encore, à peu près immobile, de faire avec l'horizon des angles plus grands que celui, φ, de son talus naturel. Ces angles étant ainsi compris entre les deux limites φ et $\frac{\pi}{2}$, il n'est pas impossible qu'ils ne s'écartent que modérément de la moyenne $\frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}$; d'où il suit que l'autre partie du massif, c'est-à-dire celle qui se met à glisser en descendant, et qui est comprise entre la précédente et le mur vertical, peut bien ne pas différer considérablement d'un coin de terre ayant son arête inférieure contiguë à la base du mur et les deux faces adjacentes à cette arête inclinées l'une sur l'autre de l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, complémentaire du précédent.

Or la formule de M. Darwin, qui revient à poser

Addition relative aux expériences de M. Gobin (*)

Par M. J. BOUSSINESQ

M. Gobin, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, vient de publier sur la *Poussée des terres*, dans le n° d'août

---

$$K \cos \varphi = \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cos \omega \cos \varphi}{\cos\left(\omega + \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \cos\left(\frac{3\varphi}{2} - \frac{\pi}{4}\right)},$$

est l'expression de ces hypothèses, jointes à celle-ci, que le point d'application de la poussée se trouve au tiers de la hauteur du mur : supposition justifiable si l'on admet qu'il y ait simultanément de pareils coins de terre ayant leurs arêtes inférieures sur le mur à toutes les hauteurs, ou que le plus grand de ces coins soit composé d'une infinité de couches parallèles, en train de glisser les unes contre les autres.

J'observerai cependant que M. Darwin ne devrait pas, ce me semble, même dans le cas d'un terre-plein horizontal soutenu par un mur vertical, s'appuyer de l'opinion de Coulomb pour prendre l'angle de son coin égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Car Coulomb n'était conduit, par son principe du prisme de plus grande poussée, à lui attribuer alors cette valeur, que parce qu'il supposait le mur infiniment poli, et capable d'exercer seulement des réactions normales ; ce qui lui donnait, pour la composante horizontale de la poussée, exactement la valeur obtenue par Rankine et reconnue être trop forte par M. Baker et M. Darwin.

Quant au cas, que j'ai réservé, où l'angle ω du talus sur l'horizon s'approche de sa valeur limite φ, il est difficile, vu la tendance alors bien plus grande du massif à s'ébouler, de ne pas admettre à première vue que la pente de la surface de rupture y est notablement plus faible que dans les autres cas. Effectivement, lorsque $\omega = \varphi$, le principe de Coulomb, alors d'accord tant avec les formules de Rankine qu'avec les miennes, montre que cette surface fait avec l'horizon l'angle φ et non l'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$.

L'hypothèse, en général arbitraire et fausse, d'une rupture du massif suivant un plan, et l'absence d'un principe précis pour déterminer la direction de ce plan, rendent évidemment insuffisant l'aperçu théorique de M. Darwin. Au contraire, la théorie exposée au § IX de mon *Essai* et dont on vient de voir des applications, si elle a l'inconvénient d'exiger certains développements d'analyse, présente, par contre, l'avantage de tout déduire d'un principe éminemment simple, qu'on peut énoncer ainsi : *Dans un massif sans cohésion, contenu par un mur qui commence à se renverser, les couches terreuses sont sur le point de glisser à la fois les unes sur les autres et contre le mur, sauf parfois un coin de terre, adjacent au mur et retenu par son frottement, qui sera reconnu, à la mise en œuvre même du principe, être incapable de participer à l'état ébouleux du reste du massif, et qui se comportera comme s'il faisait corps avec le mur.*

(*) Publiées dans le n° d'août 1883 des *Annales*, p. 98 à 228 : voir, pour la partie expérimentale, les pages 84 à 212.

des *Annales*, un Mémoire étendu, contenant la relation d'importantes expériences personnelles. Il y détermine théoriquement l'épaisseur des murs de soutènement en se basant, d'une manière plus ou moins explicite, sur les hypothèses suivantes : 1° un peu avant que le mur (supposé avoir, pour fixer les idées, sa face postérieure verticale) commence à se renverser, il y a un moment où la masse sablonneuse contiguë n'a aucune tendance à glisser contre lui et exerce par conséquent une poussée horizontale, mais où, cependant, le coin ou prisme de plus grande poussée, déterminé à la manière de Coulomb, se met déjà à glisser sur le reste du massif (p. 112 et 154 à 156) et éprouve, sur la face de rupture, le frottement maximum; 2° à partir de ce moment, la masse sablonneuse tend à glisser aussi contre le mur et sa poussée s'incline sous l'horizon jusqu'à l'angle de frottement, mais (p. 123) sans que la composante horizontale de cette poussée varie ou cesse d'avoir sa valeur précédente, calculée par la méthode de Coulomb pour l'instant où l'on suppose qu'il n'existait pas de frottement extérieur (*).

Quoi qu'il en soit de ces deux hypothèses multiples, dont la seconde exige que la surface de rupture et le volume du coin de terre détaché soient variables du premier moment aux suivants [sans quoi le frottement survenu du mur contre ce prisme ne serait équilibré par rien (**)], la poussée finale à laquelle elles conduisent pour le cas simple d'un terre-plein horizontal se trouve corrigée de la principale inexactitude qui affectait celle de

(*) M. Gobin me permettra de lui signaler ici, dans sa formule relative au cas $\omega = \varphi$, p. 216, une erreur d'inattention (zéro donné, au lieu de 1, comme valeur du produit cos 90° tang 90°), qui lui a fait obtenir une poussée infinie : résultat évidemment paradoxal.

(**) Or il faut qu'il le soit, car les accélérations des diverses parties du prisme qui se détache sont encore insensibles; d'ailleurs, le frottement du mur est dirigé de bas en haut et, s'il n'était pas neutralisé, ferait monter le prisme qui, au contraire, descend.

Coulomb ou de Rankine, et qui consistait à la croire horizontale. Aussi, dans le problème de l'épaisseur minima b à donner à un mur rectangulaire de densité Π', pour soutenir un massif de hauteur h et de densité Π, fournissent-elles, en exprimant la condition qu'il y a un commencement de rotation du mur autour de la base de sa face antérieure, une expression de $\frac{h}{b}$,

$$\frac{h}{b} = \frac{3}{2}\left[\operatorname{tang}\varphi + \sqrt{\operatorname{tang}^2\varphi + \frac{4\Pi'}{3\Pi}\operatorname{tang}^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)}\right]$$

généralement voisine de la moyenne des deux limites supérieure et inférieure que j'ai données pour ce rapport dans le n° de juin 1882 des *Annales* (t. III, p. 638 à 643). Par exemple, quand $\Pi' = \Pi$ et que $\varphi =$ soit 45°, soit 30°, la moyenne dont il s'agit est respectivement $\frac{h}{b} = 6,24$ et 4,15, avec des écarts de $\frac{1}{14}$ et de $\frac{1}{15}$ d'avec les deux limites, tandis que la formule ci-dessus, déduite des hypothèses de M. Gobin, donne alors $\frac{h}{b} =$ soit 5,94, soit 3,99, c'est-à-dire, respectivement, $\frac{1}{21}$ et $\frac{1}{26}$ seulement de moins.

Mais si, dans ce problème où la poussée a son influence très affaiblie par le double fait de son inclinaison et de l'éloignement de l'axe de la rotation, l'expression que lui attribue M. Gobin me paraît ne se montrer trop forte que dans une mesure négligeable, il n'en est pas de même dans la question plus simple, étudiée par M. G. Darwin, de l'équilibre-limite d'une paroi mince mobile autour de sa base, soutenant un massif sablonneux et maintenue par une force directement mesurable ; question où il y a, en quelque sorte, moins de chances de compensation, p[arce] que le massif y intervient uniquement par la compos[ante]

normale de sa poussée sur le mur. Alors, en effet, on ne peut douter que la valeur déduite des hypothèses de M. Gobin ne soit exagérée ; car elle n'est pas autre chose que celle même de Coulomb et de Rankine, reconnue inadmissible par M. G. Darwin.

C'est ce qu'aurait trouvé sans doute M. Gobin lui-même, pour le sable sur lequel il a expérimenté (p. 200), s'il avait évalué la composante horizontale Q de la poussée, non pas à un moment où la paroi, d'abord pressée assez fortement contre le massif, n'avait bougé que d'une manière presque imperceptible (c'est-à-dire d'une fraction de millimètre, comme il le dit à sa note de la p. 198), mais bien au moment où, cette composante ayant baissé dans le rapport de 5,815 à 5,065 (p. 200), le mouvement commençait à être sensible, quoique, dit-il, encore très faible, puisqu'il fallut la diminuer de nouveau quelque peu pour accentuer les déplacements et produire le renversement. En effet, la valeur de la poussée dans l'état d'équilibre-limite, le seul qu'il s'agisse ici de considérer, est la plus faible qui maintienne l'équilibre, non une de celles, notablement plus fortes, qu'exerce le massif dans une situation stable. Et j'observerai, à cette occasion, que, l'état d'équilibre-limite étant le seul où tout le frottement extérieur se trouve utilisé, deux murs très inégalement rugueux pourront fort bien se comporter de même et éprouver d'égales poussées, si l'on évalue ces poussées à de pareils moments où le massif, d'abord comprimé, ne commence à se détendre que d'une manière à peine perceptible. Il est d'ailleurs évident que les poussées resteraient même égales jusque dans l'état d'équilibre-limite, si le moins rugueux des deux murs l'était encore assez pour s'opposer, à peu près, aux glissements finis de la couche sablonneuse contiguë : or c'est ce qui me paraît s'être produit dans les observations décrites par M. Gobin aux pages 208 et 199 de son Mémoire.

Cela posé, pour revenir à l'expérience en question (p. 200), si l'on diminue la valeur de Q acceptée par M. Gobin, $25^k,44$, de la fraction $\frac{5,815 - 5,065}{5,815}$ de sa valeur, c'est-à-dire de $3^k,28$, il reste, comme vraie valeur de la poussée horizontale *à l'état d'équilibre-limite*, $22^k,16$, nombre dont le rapport à celui $27^k,56$, que donne sa formule, est seulement 0,804. D'autre part, en évaluant, pour l'angle de frottement, $\varphi = 34°$, du sable sur lequel il a expérimenté, mon coefficient $K \cos \varphi$ par la méthode suivie ci-dessus (p. 497), on trouve d'abord, comme limite inférieure, 0,2081, puis, comme limite supérieure, 0,2643 (avec $\varphi' = 34°$, d'où $\varphi = 28° \, 46'$), et, enfin, comme moyenne, $K \cos \varphi = 0,2362$; tandis que la formule de M. Gobin revient à prendre, avec Coulomb et Rankine, $K \cos \varphi = \operatorname{tang}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,2827$. Par suite, le rapport de mon évaluation à la sienne est $\frac{0,2362}{0,2827} = 0,835$; et il diffère de la valeur expérimentale, 0,804, du $\frac{1}{26}$ seulement de celle-ci, différence explicable par une petite influence retardatrice de la partie fixe que comprenait la paroi soutenant le sable.

Ainsi, l'expérience que M. Gobin a le plus détaillée, et où il avait d'ailleurs éliminé, aussi complètement que possible, les perturbations dues au frottement des parois latérales, en ne rendant mobile qu'une partie (assez éloignée des bords) de la principale paroi, s'accorde avec celles de M. G. Darwin pour montrer que la formule de Rankine donne une poussée horizontale trop forte et que la mienne est bien plus satisfaisante.

La première expérience (p. 199) où, au contraire, paroi mobile tournait entre deux parois contiguës perpendiculaires à sa direction, montre, comme l'a rec

M. Gobin, que le frottement de ces deux parois latérales avait une influence notable pour retenir les terres et diminuer la poussée sur la paroi mobile; car elle donne, pour le rapport de la composante horizontale de cette poussée à la valeur que lui attribue la formule de Rankine, $\frac{19,10}{25,74} = 0,742$, nombre inférieur à la valeur 0,835, que lui assignent mes formules, du $\frac{1}{9}$ environ de cette dernière; différence sensible, mais plus faible que celle, $\frac{1}{4}$, qu'on aurait si la véritable évaluation théorique devait être $25^k,74$, comme l'a pensé M. Gobin.

Les deux expériences suivantes (p. 201 à 203), où la hauteur h du sable, au lieu d'égaler la distance des deux parois latérales, n'en dépassait guère les deux tiers, ont été beaucoup moins modifiées par le frottement de ces parois, dont l'écart relatif s'y trouvait plus grand. Aussi leurs résultats s'accordent-ils avec mes formules ci-dessus, qui sont (1) et (2) pour la seconde (p. 203), où l'on avait encore $\varphi = 34^\circ$, $\omega = 0$, et qui sont (3), (3 *bis*), (4) pour la première (p. 202), où l'on avait toujours $\varphi = 34^\circ$, mais $\omega = 14^\circ$. En effet, dans la seconde (p. 203), le rapport de la poussée horizontale effective à sa valeur théorique calculée par M. Gobin a été $\frac{10,90}{12,612} = 0,864$, nombre ne différant, que par $\frac{1}{30}$ de sa valeur, du rapport analogue 0,835, calculé tout à l'heure, de mon résultat théorique à celui de M. Gobin. Quant à la première expérience (p. 202), où l'on avait $\varphi = 34^\circ$, $\omega = 14^\circ$, mes formules 3), (3 *bis*) et (4) donnent pour limite inférieure, $K \cos \varphi = 0,2572$, et, pour limite supérieure (en observant que, à $' = 34^\circ$ et $\omega = 14^\circ$, il correspond $\varphi = 31^\circ 7'$, $\psi = 6^\circ 5$[illegible]$' \frac{1}{2}$,

$\varphi = 22^\circ\ 29'$), K cos φ = 0,2991 ; d'où résulte la moyenne, qui est ma valeur théorique de K cos φ, 0,2781 ; alors que la valeur théorique pour M. Gobin est

$$\frac{\cos\omega \sin\alpha_1}{\cos(\alpha_1+\omega)\operatorname{tang}(\alpha_1+\varphi)} = 0{,}3243\ (\alpha_1 \text{ étant, ici, } 27^\circ\ 18').$$

Or le rapport, 0,858, de la première de ces valeurs à la seconde, est, à son $\frac{1}{48}$ près, le même que celui, $\frac{12{,}15}{14{,}47} = 0{,}840$, fourni par l'observation.

Examinons enfin une expérience (p. 195), dans laquelle M. Gobin a évalué la composante tangentielle de la poussée d'un massif de sable, à surface libre horizontale, contre une paroi verticale qui, au lieu de se renverser, était simplement soulevée, sans sortir de son plan, par une force extérieure mesurable. On conçoit que, au moins pour le cas dont il s'agit, où, la surface libre étant horizontale, le mouvement de la paroi tendait à dégager le sable et non à le comprimer, il en résultât un équilibre-limite assez analogue à celui que produirait, par détente, un commencement de renversement d'un mur. On peut donc essayer d'appliquer les mêmes formules générales et de suivre la même méthode d'approximation, en remplaçant simplement, dans les deux membres de (1), le facteur cos φ par le facteur sin φ, puisqu'il s'agit maintenant de la composante tangentielle $\frac{1}{2}\Pi h^2$ K sin φ de la poussée et non plus de sa composante normale $\frac{1}{2}\Pi h^2$ K cos φ. Pour $\varphi = 34^\circ$, on trouve de la sorte, comme limite inférieure, K sin φ = 0,1404 et, comme limite supérieure (obtenue en faisant $\varphi' = 34^\circ$, d'où $\varphi = 28^\circ\ 46'$), K sin φ = 0,1451 ; d'où résulte, en prenant la moyenne, la valeur théorique K sin φ = 0,14[illegible] Le rapport de celle-ci à ce qui représenterait proportionnellement la composante normale de la poussée d'ap[illegible]

Rankine, c'est-à-dire à $\tang^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,2827$, est donc $\frac{0,1427}{0,2827} = 0,505$, nombre en erreur de $\frac{1}{21}$ seulement sur la valeur de ce rapport, $\frac{5}{9,428} = 0,530$, observée par M. Gobin (p. 195).

M. Gobin a encore fait, outre une vérification de l'expérience classique du général Ardant (p. 206 à 208) (*) et

---

(*) Cette expérience consiste à observer la stabilité d'un mur sans pesanteur d'une hauteur verticale h, présentant un fruit intérieur tel, que l'angle i de sa face postérieure avec la verticale, soit $\frac{\pi}{2} - \varphi$, et mobile autour d'un axe situé, par rapport à la base de cette face postérieure, à une distance horizontale $\frac{h}{2 \tang \varphi}$ en avant et à une distance verticale $\frac{h}{2 \tang^2 \varphi}$ en dessous; le massif pulvérulent, de profondeur h, étant d'ailleurs limité supérieurement par un plan horizontal. D'après la fin de la note de la page 503, un coin de terre d'un angle égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, avec sa pointe en bas, fait corps avec le mur, tandis que le reste du massif, à l'état ébouleux, obéit aux lois de Rankine et que, en particulier, sa section verticale menée par le bas de la face postérieure du mur, supporte, au tiers de sa hauteur h, la pression horizontale $\frac{1}{2}\Pi h^2 \tang^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ ou $\frac{1}{2}\Pi h^2 \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$. L'ensemble du mur et du prisme de terre superposé (ou situé en deçà de la section verticale) est donc soumis à cette poussée dont le bras de levier est $\frac{h}{3} + \frac{h}{2 \tang^2 \varphi}$, et au poids, $\frac{\Pi h^2}{2 \tang \varphi}$, du prisme de terre, poids qui s'oppose au renversement avec un bras de levier égal à $\frac{1}{3}\,\frac{h}{2 \tang \varphi}$. L'excédent de son moment sur celui de la pression horizontale précédente est donc $\frac{\Pi h^3}{12 \tang^3 \varphi}\left[1 - \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}(3 + 2 \tang^2 \varphi)\right]$, ou, par la substitution de $\frac{3 - \sin^2\varphi}{1 - \sin^2\varphi}$ à $3 + 2\tang^2\varphi$, suivie de réductions évidentes, $\frac{\Pi h^3 \cos\varphi}{6 \tang\varphi (1 + \sin\varphi)^2}\left(1 - \frac{\cos\varphi}{\tang\varphi}\right) = \frac{\Pi h^3}{6 \sin\varphi} \tang^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\left(1 - \frac{\cos\varphi}{\tang\varphi}\right)$; et il se trouve positif quand on a $\tang\varphi > \cos\varphi$, ou $\varphi > 38°10'\frac{1}{3}$ environ. Ainsi, abstraction faite de l'action retardatrice des *joues* ou parois latérales de la caisse à expériences, l'équilibre n'existerait que pour une terre ayant un angle de frottement un peu supérieur à celui, $\varphi = 34°$, du sable expérimenté par M. Gobin.

quelques observations concernant des cas étrangers à mes formules (p. 188 à 196, 204 et 211), un grand nombre d'expériences (p. 186 et 187) sur la direction moyenne de la surface de rupture qui se produit dans un terre-plein horizontal, quand une paroi le soutenant s'en écarte quelque peu sans cesser d'être parallèle à elle-même. Cette surface de rupture part du bas de la paroi et se termine, sur la surface libre du massif, à une ligne marquée nettement, car elle sépare la partie de la couche sablonneuse superficielle qui appartient au prisme de rupture et qui s'est affaissée, d'avec l'autre partie, restée en place, de la même couche : le quotient de la distance de cette ligne à la paroi (supposée d'abord verticale), par la profondeur h du massif, est évidemment la tangente de l'angle α que fait avec la verticale la direction moyenne considérée de la surface de rupture. M. Gobin a ainsi obtenu, pour $\varphi = 34°$, $\alpha = 28° \, 22'$ et, pour $\varphi = 41° \, 59'$, $\alpha = 24° \, 14'$; puis il a reconnu qu'en donnant à la paroi un fruit intérieur quelconque (jusqu'à 30° environ), c'est-à-dire en lui faisant faire un angle aigu $\frac{\pi}{2} - i$ avec la surface horizontale du massif, l'inclinaison moyenne de la surface de rupture n'en était pas changée d'une manière appréciable et restait sensiblement égale à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} =$ soit 28°, soit 24°.

Une détermination théorique rigoureuse de la surface de rupture, dans l'hypothèse des massifs légèrement hétérogènes près de la paroi que supposent mes formules, ne serait pas facile; car, même en se bornant au cas actuel

---

Mais rien que la diminution produite par cette résistance des joues sur la poussée exercée à travers la section verticale, doit déjà suffire pour que l'éq libre soit possible quand $\varphi = 34°$; et sa stabilité est assurée par le frottem relativement énorme que les mêmes joues, dès qu'il y a un commencement rotation, exercent sur le coin de terre considérable, contigu au mur, qui ten se mouvoir tout d'une pièce avec lui.

d'une surface libre horizontale et en admettant d'abord que la paroi soit verticale, cas où la partie hétérogène en question est un coin de terre ayant pour arête supérieure l'intersection de la surface libre par le mur et pour angle adjacent $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, cette surface de rupture est à profil courbe depuis son départ au pied de la paroi jusqu'à la sortie du coin hétérogène. Comme elle se compose évidemment d'éléments plans sur lesquels s'exercent des pressions faisant avec la normale l'angle de frottement, que j'appellerai φ', propre aux particules qu'ils traversent, son équation différentielle en x et y, avec le système de coordonnées que j'ai choisies dans le Mémoire n° 29 inséré en juin 1882 aux *Annales* (p. 628), peut s'obtenir assez aisément.

Vu les relations (8) de ce mémoire, donnant les composantes $-N_x$, $-N_y$, T de pression, et vu les valeurs qu'on en déduit, par des formules bien connues, pour la pression exercée sur un élément plan quelconque, défini par ses angles β, $\frac{\pi}{2} - \beta$ avec les axes des x et des y, on reconnaît facilement que, pour l'élément plan principal supportant en (x, y) la plus forte pression $-N$, β a la valeur que donne l'équation $\tang 2\beta = \frac{2T}{N_x - N_y}$, où 2β désigne ici un angle aigu positif : ce qui change la formule du bas de la page 631 en celle-ci,

$$\sin^2\varphi' = \left(\frac{N_x - N_y}{N_x + N_y}\right)^2 (1 + \tang^2 2\beta) = \left(\frac{N_x - N_y}{N_x + N_y}\right)^2 \frac{1}{\cos^2 2\beta} = \frac{\sin^2\varphi}{\cos^2 2\beta};$$

d'où l'on tire enfin $\beta = \frac{1}{2} \arc\cos \frac{\sin\varphi}{\sin\varphi'}$. Or l'élément contigu de la surface de rupture, supposée passer par (x, y), est incliné, par rapport à cette direction principale et au-dessus d'elle, de l'angle $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$. Ainsi elle est caractérisée

elle-même par la valeur $\beta = \frac{1}{2}$ arc cos $\frac{\sin \varphi}{\sin \varphi'} - \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$, et elle fait avec la verticale dirigée en haut le même angle augmenté de $\frac{\pi}{2}$.

J'appellerai α ce dernier angle,

$$(6) \qquad \alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} + \frac{1}{2} \text{arc cos} \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi'},$$

qui a pour tangente le rapport différentiel $-\frac{dx}{dy}$ relatif à la surface de rupture : il grandit avec celui φ' du frottement intérieur au point considéré. En effet, la différentiation de (6) donne, en observant que φ, limite inférieure de φ', est une constante,

$$(7) \qquad 2\frac{d\alpha}{d\varphi'} = -1 + \frac{\sin \varphi \cos \varphi'}{\sin \varphi' \sqrt{\sin^2 \varphi' - \sin^2 \varphi}}.$$

Or cette expression décroît évidemment quand φ' (compris entre φ et $\frac{\pi}{2}$) grandit, et elle prend, par conséquent, sa plus petite valeur lorsque φ' atteint sa valeur la plus forte, c'est-à-dire contre la paroi $x = 0$ où, d'après la formule (9) du même mémoire, on a (vu que $\varphi_1 = \varphi$)

$$(8) \qquad \sin^2 \varphi' = \frac{2 \sin^2 \varphi}{1 + \sin \varphi}:$$

cette plus petite valeur du second membre de (7) devient, par la substitution de $\sqrt{1 - \sin^2 \varphi'}$ à $\cos \varphi'$, puis de $\sqrt{2}\frac{\sin \varphi}{\sqrt{1 + \sin \varphi}}$ à $\sin \varphi'$, et par la suppression *haut et bas* du facteur $\frac{\sin \varphi \sqrt{1 - \sin \varphi}}{1 + \sin \varphi}$,

$$-1 + \sqrt{\frac{2 \sin^2 \varphi + 3 \sin \varphi + 1}{2 \sin^2 \varphi}},$$

expression positive, car le radical y est manifestement supérieur à l'unité.

Ainsi, la dérivée (7) étant partout positive, l'angle aigu α que fait la surface de rupture avec la verticale dirigée vers le haut diminue en même temps que φ'; ce qui a lieu quand on s'éloigne du bas du mur pour se rapprocher des couches supérieures. Et le profil de cette surface est concave dans toute sa partie courbe, c'est-à-dire depuis le pied du mur, où l'on a, d'après (6) et (8),

$$(9)\quad \left\{\begin{aligned} \alpha &= \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2}\operatorname{arc\,sin}\frac{\sqrt{2}\sin\varphi}{\sqrt{1+\sin\varphi}} + \frac{1}{2}\operatorname{arc\,cos}\sqrt{\frac{1+\sin\varphi}{2}} \\ &= \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2}\operatorname{arc\,sin}\frac{\sin\varphi}{\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)} + \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \frac{3}{2}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{2}\left[-\varphi + \operatorname{arc\,sin}\frac{\sin\varphi}{\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)}\right], \end{aligned}\right.$$

jusqu'à la sortie de la partie hétérogène du massif, où ce profil de la surface de rupture fait avec la verticale l'angle plus petit $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Ce dernier se maintient ensuite jusqu'à la surface libre $y = 0$.

Or, sans intégrer l'équation différentielle de la partie courbe, on peut, s'appuyant sur ce que sa courbure est partout de même sens et l'angle de ses deux tangentes extrêmes assez faible, l'assimiler à un arc de cercle, et observer que sa corde a, dans cette hypothèse, une direction précisément moyenne de celles des deux tangentes menées à ses extrémités. Ainsi la valeur de l'angle α, pour la corde dont il s'agit, sera la demi-somme de (9) et le $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. D'ailleurs, cette corde et la partie rectiligne du profil, dont les directions se trouvent assez peu différentes, ont leurs projections horizontales équivalentes, vu que la partie plane de la surface de rupture et le plan-limite de

la partie hétérogène du massif, inclinés de l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ de part et d'autre d'un même plan vertical, sont symétriques par rapport à ce plan et ont leur intersection équidistante des deux plans verticaux menés respectivement par le bas et par le haut de la surface de rupture. Si donc on joint par une ligne droite les deux extrémités du profil total de la surface de rupture, cette ligne sera la base d'un triangle sensiblement isocèle, ayant pour ses deux autres côtés la corde de la partie courbe et la partie rectiligne du profil. C'est dire que la nouvelle corde, joignant les deux extrémités du profil total, et dont la direction est celle qu'observait M. Gobin dans ses expériences, fait avec la verticale un angle très sensiblement égal à la moyenne entre $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ et la moyenne, déjà considérée, de $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ et de (9).

Ainsi nous aurons à fort peu près, comme valeur de l'angle de la verticale avec la corde du profil total de la surface de rupture, dans chacun des deux massifs partiellement hétérogènes entre lesquels se trouve compris le massif homogène proposé,

$$(10) \qquad \alpha = \frac{9}{8}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{1}{8}\left[-\varphi + \text{arc sin}\frac{\sin\varphi}{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}\right].$$

Cette valeur dépasse $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ d'un peu moins que sa huitième partie. On y mettra successivement, pour φ, l'angle effectif donné de frottement et l'angle moindre qui se tire de l'équation (2) quand on y prend φ' égal à celui de frottement. Il viendra de la sorte deux limites, la première, inférieure, la deuxième, supérieure, dont on prendra finalement la moyenne, pour avoir ce qu'on peut appeler l'expression

théorique approchée de l'angle de la verticale avec la direction moyenne de la surface de rupture. Elle dépasse de quelques degrés $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.

Par exemple, dans le cas $\varphi = 34°$, $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = 28°$, la limite inférieure de α est $30°50'$, et la limite supérieure (obtenue en posant $\varphi = 28°46'$, comme on a vu page 516, et $\arcsin \frac{\sin \varphi}{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} = 34°$) est $33°47'$; d'où, pour la moyenne, ou valeur théorique α, $\alpha = 32°19'$. Dans le cas $\varphi = 41°59'$, la limite inférieure est $26°22'$ et la limite supérieure $29°19'$ (correspondant à $\varphi = 36°43'$); d'où il résulte pour la moyenne, ou valeur théorique de α, $\alpha = 27°50'$.

On voit que ces valeurs, $32°19'$ et $27°50'$, calculées pour des massifs latéralement indéfinis sauf du côté de la paroi mobile, dépassent respectivement, de $3°57'$ et de $3°36'$, celles, $28°22'$ et $24°14'$, qu'a observées M. Gobin sur des massifs compris entre deux murs verticaux fixes, perpendiculaires à la paroi mobile. Or il est clair que le frottement de ces deux murs suffit pour expliquer comment la surface de rupture d'un massif ainsi contenu, comparée à ce qu'elle aurait été sans leur présence, pouvait avoir des pentes de 3 à 4 degrés plus fortes (*).

Passons maintenant au cas où, le terre-plein étant toujours horizontal, la face postérieure de la paroi mobile a un certain fruit intérieur et fait un angle donné i avec la verticale. Tant que i n'atteint pas $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, le petit coin

(*) Néanmoins, on obtient bien le véritable angle de frottement φ en mesurant l'inclinaison du talus que produit l'enlèvement complet de la paroi mobile; car l'influence du frottement des deux murs est négligeable pour ce qui concerne la couche devenue alors superficielle, leur espacement pouvant être censé infini tant qu'on ne considère que de très petites profondeurs au-dessous de la surface libre.

hétérogène des massifs fictifs que je considère, et entre lesquels est compris le massif réel au point de vue de sa résistance à l'éboulement, continue à être limité par le même plan, partant de la ligne de jonction du mur avec la surface libre et faisant l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ avec la verticale. Mais, à mesure que i grandit, cette partie diminue en hétérogénéité, non moins qu'en étendue, et son état mécanique devient aussi de moins en moins différent de celui du reste du massif, où l'angle α de la surface de rupture avec la verticale ne cesse pas d'égaler $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Donc le profil de la surface de rupture tend à devenir une droite ayant la direction définie par cet angle; et elle ne s'en distingue même plus dès que i égale ou dépasse $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Dans ce dernier cas, c'est-à-dire pour $i > \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, le coin de terre qui se sépare est compris entre les deux plans menés par le pied du mur de manière à faire l'angle $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ de part et d'autre de la verticale, et il reste, contre le mur, un coin de terre, ayant sa pointe en bas et son angle égal à $i - \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$, qui ne participe pas à l'éboulement.

On voit par là que la direction moyenne de la surface de rupture ne peut varier que fort peu quand le mur acquiert un fruit intérieur plus ou moins fort, et qu'elle ne doit pas cesser de faire, avec la verticale, un angle voisin de $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$; ce qui est bien conforme aux résultats observés (p. 187).

En résumé, les expériences de M. Gobin s'accordent parfaitement avec celles de M. G. Darwin, pour confirmer la théorie de l'équilibre-limite des terres exposée au § II de mon *Essai* publié en 1876.

NOTE

sur le mémoire de M. G. H. Darwin, sur la poussée horizontale d'une masse de sable

Par M. Jules GAUDARD, Professeur à l'Université de Lausanne.

(*in extenso*)

(Vol. LXXII des *Proceedings*, IIe partie)

M. Darwin a introduit une considération nouvelle et intéressante dans ce qu'il appelle « l'élément historique », c'est-à-dire le mode de groupement des molécules de la masse de terre. Ses expériences l'amènent à conclure que le glissement des terres se produit suivant l'ancienne théorie de Coulomb et de Poncelet plutôt que suivant celle de Rankine et de Boussinesq, c'est-à-dire qu'au lieu d'une déformation continue de la masse entière, il se produit des fentes locales avec détachement d'une série de prismes dont chacun glisse isolément en restant presque intact. Il donne des calculs pour appuyer cette théorie.

Mes objections sur les conclusions auxquelles il arrive portent surtout sur l'explication des différences considérables entre les résultats des observations et ceux des formules. Il me semble que son mode d'expérimentation peut donner lieu aux objections suivantes. Premièrement, la boîte employée est peut-être trop petite, au moins pour l'expérience avec le sable en talus (série VI). Si le mur AD (*fig.* 10) était pressé par une masse de sable indéfinie, la ;ne de rupture pourrait être, par exemple, AFE ; mais en ʼitant la matière par un mur BC trop près de AD, il arʼera qu'au lieu du prisme total de poussée AED, il n'y aura ı'un prisme partiel AFCD qui, naturellement, exercera

une pression moindre contre le mur AD. La seconde objection a trait à l'influence des murs latéraux que je suis porté à croire beaucoup plus grande que ne le fait M. Darwin. Si l'objection qu'on peut faire à la théorie est qu'elle n'est applicable qu'aux hypothèses d'une simplicité idéale, de même, l'expérience a l'inconvénient de ne pouvoir pas représenter facilement un cas simple et montrer les lois élémentaires d'un phénomène. Si la figure 11 représente la section horizontale de la boîte de M. Darwin, je ne puis admettre que le mouvement de son contenu soit identique pour les différentes couches parallèles aux côtés AB, A'B'. Je pense, au contraire, que la tendance au mouvement est considérablement ralentie auprès des parois à cause de leur frottement, de sorte que l'effet maximum est sur l'axe MN. Au moment où la porte AA' commence à s'ouvrir, les premiers grains qui sortent ne viennent probablement pas des points qui sont en contact avec la surfaces frottantes BA, B'A', mais de quelques points intérieurs CC', la direction de l'écoulement étant oblique et curviligne, comme dans le cas d'un liquide, ou même plus accentuée. S'il en est ainsi, la porte AA' ne supportera pas la pleine pression théorique puisque la plus forte pression exercée ainsi le sera au centre M, celle qui s'exerce sur les extrémités étant beaucoup moindre. Les pressions aux différents points étant représentées par des ordonnées, il résultera une courbe telle que $\alpha\beta\alpha'$ (*fig.* 12), dont l'ordonnée moyenne ne sera qu'une certaine fraction du maximum ou de la pleine pression théorique. Bien plus il peut se faire que ce rapport de l'ordonnée moyenne à l'ordonnée maximum ne varie pas beaucoup lorsque l'on diminue la longueur AA', et par suite, si l'on introduit une paroi intermédiaire (*fig.* 13), il peut arriver que la pression totale ne soit pas grandement modifiée, n supposant un écoulement de sable très régulier.

Si, au lieu de considérer le phénomène comme un m-vement réel, on le prend sous son aspect statique, il f-

dra considérer le sable comme arc-bouté contre les murs latéraux, formant lui-même une sorte de voûte AOA′ (*fig.* 14), de telle manière qu'il n'y a d'abord qu'une masse limitée AOA′A qui est libre d'agir contre le mur AA′. Le résultat sera le même : de petites pressions en A et A′, et la pression maximum en M. Sans doute, dans cette manière de voir, l'insertion d'une cloison en M semblerait devoir produire une influence plus grande que celle qui est montrée par les expériences de M. Darwin. Cependant je n'ai pas la prétention d'élucider ce point obscur, mais simplement de montrer que les expériences faites avec de petites boîtes semblent donner des phénomènes trop complexes pour pouvoir être utilisés à l'effet de corriger la théorie. Dans le cas d'une masse inclinée DC (*fig.* 10), il semble naturel que la discordance entre la théorie et l'observation soit plus grande que dans le cas d'une masse de niveau, la surface frottante des murs latéraux étant augmentée.

La conclusion à tirer des anomalies indiquées par M. Darwin semble être que, de deux murs, l'un continu, tandis que l'autre est muni d'une série de contreforts intérieurs divisant le sol soutenu jusqu'à une grande profondeur et à des intervalles rapprochés, ce dernier subira une pression beaucoup moindre que le premier (*). Mais, dans l'état actuel de la question, l'un de ces cas n'est connu que par expérience, tandis que l'autre n'est connu que par théorie, circonstances qui rendent très difficile toute tentative de réconciliation entre la théorie et la pratique.

La disposition de l'appareil de M. Darwin, et notamment l'usage du dynamomètre, est très ingénieuse. Le colonel Audé (*Mémorial de l'officier du génie*, vol. IX, 1847) avait imaginé une manière simple d'éviter l'emploi des cordes et

(*) Cette résistance du frottement latéral de la terre est quelquefois utilisée pour la consolidation des talus instables en construisant dans l'intérieur de la masse des murs transversaux perpendiculaires à la surface du talus (Comoy, *Annales des Ponts et Chaussées*, juillet 1875).

des poulies. Il fixait à la porte mobile une pièce de bois avec un bras horizontal équilibré par un contrepoids de sable qui pouvait tomber graduellement par un orifice percé au fond. Au moment de la chute de la porte, il suffisait de peser le sable pour en déduire, par un calcul instantané, la valeur de la poussée. Mais la méthode de M. Darwin est certainement plus commode puisqu'elle mesure l'effort produit d'un seul coup, sans exiger aucune pesée.

Les observations qui précèdent sont faites uniquement dans l'espoir que M. Darwin et d'autres expérimentateurs sur ce sujet seront amenés à continuer leurs observations, en faisant varier largement, si c'est possible, les dimensions de leurs appareils de manière à donner plus d'étendue pour la comparaison des expériences et à permettre à la discussion d'apporter plus de lumière dans cette question difficile.

Résumé succinct de l'ensemble des recherches et des observations qui précèdent.

L'introduction, par M. Darwin, de ce qu'il appelle « l'élément historique » de la masse de sable, c'est-à-dire du mode de groupement de ses molécules se traduit, au point de vue analytique, par une détermination du poids spécifique et du frottement intérieur de ce sable; et ces éléments sont, comme il l'a reconnu pour le poids spécifique, susceptibles de subir d'importantes variations. M. Boussinesq paraît disposé à admettre que le sinus de l'angle de frottement intérieur d'un même sable varierait proportionnellement à son poids spécifique.

Quoi qu'il en soit, il semble résulter du travail qui précède

que si ces éléments sont mesurés, dans chaque cas particulier, sur un sable ayant exactement le degré de tassement de celui qui est soumis à l'expérience, les formules de M. Boussinesq fournissent alors la poussée avec une grande approximation.

Toutefois, on doit reconnaître que cet accord de la théorie et de l'expérience n'a été vérifié que dans des limites peu étendues, et que, comme le dit M. Darwin, les données expérimentales manquent sur la question. Il serait donc bien à désirer que ce savant ingénieur voulût bien poursuivre les recherches intéressantes dont il vient d'être rendu compte en faisant varier largement les dimensions des appareils employés afin de donner, comme l'indique M. Gaudard, plus d'étendue aux expériences.

La concordance remarquable constatée entre les résultats de l'observation et ceux de la théorie est, ce me semble, de nature à stimuler le zèle des Ingénieurs et à les engager à entreprendre, sur cette difficile question, des expériences variées tant par les dimensions et la forme des appareils que par la nature des matériaux désagrégés dont ils observeraient la poussée.

Paris, le 2 août 1883.

Depuis que ce qui précède a été écrit, M. l'Ingénieur en chef Gobin a publié dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (août 1883) un long Mémoire sur la poussée des terres dans lequel il signale des discordances entre les faits qu'il a observés et les théories de Rankine et de M. Boussinesq.

Bien que j'aie contribué, dans une certaine mesure, par divers articles antérieurs, insérés aux *Annales*, à faire connaître ces théories aux Ingénieurs, je ne me considère pas comme suffisamment autorisé pour les justifier des prétendues inexactitudes qu'y signale M. Gobin (*).

Cependant, comme il conteste l'explication que j'ai donnée dans le numéro de juin 1882 des *Annales*, du fait expérimental de la caisse vide soutenant un tas de sable, je crois devoir en dire quelques mots.

Supposant *nul* ou *négligeable* le poids de la caisse vide placée sur le sol de manière que son arête antérieure y soit maintenue par un petit obstacle qui l'empêche de glisser sans l'empêcher de pivoter autour d'elle, j'avais dit : « Une poussée horizontale, si faible qu'elle soit, « renverserait la caisse vide en la faisant pivoter autour « de son arête antérieure, tandis que si elle est inclinée, « il suffit pour assurer la stabilité, qu'elle rencontre le sol « en deçà de cette arête. »

M. Gobin trouve que cette affirmation n'est pas exacte.

Je pourrais lui poser les équations d'équilibre de la caisse d'un poids nul, soumise à une poussée latérale : mais je me bornerai à lui demander s'il pense qu'une pareille caisse, placée dans les conditions indiquées, puisse supporter une poussée d'eau, si faible qu'elle soit, c'est-à-dire une poussée manifestement horizontale. (Il est entendu que le poids de la caisse n'étant pas réellement

(*) On peut voir, à ce sujet, l'addition insérée ci-dessus par M. Boussinesq.

nul, les mots « si faible qu'elle soit » ne doivent pas être pris absolument au pied de la lettre.)

S'il admet, ce qu'il peut d'ailleurs vérifier expérimentalement, qu'une poussée produite par l'eau renverserait infailliblement la caisse, il ne peut en expliquer la stabilité sous la poussée du sable que parce que la direction de cette poussée rencontre le sol dans l'étendue de la base d'appui, en deçà de l'arête antérieure, c'est-à-dire par une inclinaison de cette direction sur l'horizontale; ou bien, ce qui revient au même, parce qu'il existe une composante tangentielle de la poussée, ayant, par rapport à l'arête antérieure de la caisse, un moment supérieur a celui de la composante normale.

D'ailleurs, une des principales divergences entre la théorie de M. Gobin et celles des précédents auteurs me semble provenir d'une simple différence dans la définition de la *poussée*.

Alors que l'on désigne ordinairement par ce mot la résultante des actions de la terre sur le mur, M. Gobin l'applique uniquement à l'action horizontale des terres, et il admet l'existence, en dehors de cette action, d'un frottement des terres sur le mur qui modifie les conditions de la stabilité. C'est précisément la composition de ce frottement avec l'action horizontale qui donne une résultante oblique à laquelle on attribue généralement le nom de *poussée*.

Il n'y a pas à insister sur cette équivoque que l'on pourrait reproduire dans la définition de la réaction mutuelle d'un corps solide et d'un plan incliné sur lequel il reposerait, l'inclinaison du plan étant assez faible pour que le corps reste immobile.

Je me bornerai à faire remarquer qu'en résumé, M. Gobin, pour les murs à paroi postérieure verticale, ne fait que reproduire la théorie de Coulomb. L'hypothèse qu'il introduit lorsque le mur a un fruit postérieur, et qui consiste à divi-

ser le massif par un plan vertical fictif sur lequel la poussée serait horizontale, et admettre que la partie du massif comprise entre ce plan et le mur fait partie intégrante du mur, a déjà été faite autrefois par Rankine. Elle ne semblerait justifiée dans une certaine mesure que si le frottement des terres sur le mur était plus grand que celui des terres sur elles-mêmes. Elle ne peut d'ailleurs, pas plus que la théorie de Coulomb, rendre compte de ce qui se passe réellement dans le massif soutenu, ce que fait au contraire, d'une manière fort satisfaisante, la théorie de M. Boussinesq.

Paris, le 8 novembre 1883.

CHRONIQUE.

(Novembre 1883.)

N° 65

Hydrologie. — Sur le prix de revient des grandes dérivations d'eau en Italie et en France.

Note de M. A. DUMONT.

Chargé, ces temps derniers, par M. le Ministre de l'Agriculture, d'une mission dans l'Italie septentrionale, dans le but d'y étudier les canaux d'irrigation si remarquables de cette contrée, j'y ai recueilli un certain nombre de faits qui sont de nature à jeter un jour tout nouveau sur la grande question des irrigations en France. Ces faits sont surtout relatifs au prix de revient des grands canaux.

Personne n'ignore que l'Italie septentrionale est, depuis le moyen âge, la terre classique des irrigations. D'après les statistiques officielles les plus récentes, le débit total des canaux d'irrigation de l'ancien Piémont s'élève à 474 mètres cubes par seconde et la surface arrosée à 542 200^{ha}. En Lombardie, le débit total des canaux s'élève à 360 mètres cubes et la surface arrosée à 680 000^{ha} (y compris la Lombelline). C'est donc un volume total de 834 mètres cubes par seconde utilisé en irrigations, arrosant 1 222 200^{ha}. On comprend les immenses richesses dérivant d'un tel état de choses.

Les travaux exécutés frappent par leur grandeur et leur économie relative. Je ne citerai que les plus récents.

Le canal Cavour, exécuté depuis quelques années seulement, dérive du Pô et de la Dora Baltea un volume de 110 mètres cubes par seconde ; il arrose 160 000^{ha}, il a à son origine les dimensions du canal de Suez, sa longueur est de 82 kilomètres ; en réalité, il n'a pas coûté plus de 40 millions, soit 50 000 francs par kilomètre. Le prix de revient du mètre cube d'eau dérivée par seconde est donc de 363 636 francs seulement. Ce canal a été exécuté en

moins de quatre ans. On projette en ce moment des travaux pour porter son débit à 130 mètres cubes par seconde,

Le canal subsidiaire au canal Cavour, dérivé de la Dora Baltea, exécuté depuis peu, présente un débit de 70 mètres cubes par seconde ; il a coûté 375 000 francs par kilomètre.

Le débit actuel des grands canaux d'irrigation de l'Italie septentrionale présente les chiffres suivants :

Canal Cavour, 110 mètres cubes et bientôt 130 mètres cubes par seconde ; canal subsidiaire, 70 mètres cubes ; canal de la Muzza, 73 mètres cubes ; canal Cigliano, 60 mètres cubes ; Naviglio grande, 50 mètres cubes. Les canaux dont le débit varie de 10 mètres cubes à 40 mètres cubes sont très nombreux et se croisent dans tous les sens. Une dérivation de 60 mètres cubes par seconde, qui a soulevé en France tant d'objections, n'est en Italie qu'une œuvre ordinaire.

Dans cet ensemble merveilleux de travaux, l'eau n'est pas seulement utilisée largement au point de vue agricole, mais encore au point de vue des forces motrices qu'elle peut engendrer et qui deviennent, à leur tour, un moyen d'étendre les zones irrigables dans les plaines qui seraient trop élevées pour être atteintes par dérivations naturelles. C'est ce que, dans mon projet du canal d'irrigation du Rhône, j'ai appelé *les hauts services*.

C'est ainsi que, sur la rive escarpée de la Dora Baltea, non loin de Turin, on rencontre, sur le flanc du même coteau, trois grands canaux cheminant parallèlement : au bas le canal del Rotto, avec un débit de 16 mètres cubes par seconde, plus haut le canal de Cigliano, avec un débit de 60 mètres cubes ; plus haut encore le canal d'Ivrée, avec un débit de 20 mètres cubes.

Les hauteurs de ces canaux, au-dessus de la Dora Baltea, sont respectivement de 3 mètres, 10 mètres et 31 mètres. Le sommet du coteau se trouve enfin à 50 mètres, c'est-à-dire à 19 mètres plus haut que le canal d'Ivrée. On a réussi à porter les eaux sur ce sommet de la manière suivante.

Un volume de 700 litres par seconde, pris au canal d'Ivrée, descend par un conduit en tôle jusqu'au bord du canal moyen de Cigliano, où huit pompes le refoulent jusqu'au sommet du coteau. Les pompes sont actionnées par quatre turbines de $4^{m},10$ de diamètre, mises en mouvement par une chute de $6^{m},50$, obtenue en faisant passer l'eau du canal de Cigliano dans le canal del Rotto. Après avoir utilisé ainsi la chute de l'eau, cette dernière est reprise par le canal inférieur del Rotto et est utilisée de nouveau en irrigations, en sorte que rien n'est perdu et que l'irriga-

tion des coteaux se trouve assurée sur une surface très notable.

On prépare et l'on discute en ce moment des projets pour créer, sur les mêmes principes, un *haut service* capable d'élever par machines hydrauliques, sans perte d'eau, un *volume de 4 mètres cubes par seconde. L'étude de ces faits est de nature à changer et à redresser les idées qui, jusqu'à ce jour, ont si déplorablement arrêté le développement des irrigations en France.*

Il en résulte clairement que ce n'est que par des dérivations à fort volume, utilisant à la *fois l'eau comme agent agricole et les chutes,* et n'élevant pas le prix de revient du mètre cube d'eau dérivé par seconde à plus de 2 à 3 millions, qu'on peut raisonnablement exécuter des canaux d'irrigation. Ce dernier chiffre de 3 millions est même excessif et ne doit pas être atteint ; nous avons dit que, pour le canal Cavour, il est à peine du neuvième de ce chiffre, soit de 363 636 francs.

Mon projet de canal d'irrigation du Rhône à partir de Condrieu, desservant les deux flancs de la vallée, projet sanctionné par la loi de 1879 et affirmé par le concours des intéressés, se maintient dans ces limites rationnelles : il s'élève, pour un débit de 60 mètres cubes par seconde, à 102 millions, soit à 1 700 000 francs par mètre cube dérivé. Quand même, par une majoration exagérée, on évaluerait ce projet à 150 millions, le prix du mètre cube dérivé ne ressortirait encore qu'au chiffre acceptable de 2 500 000 francs.

C'est donc sans raison qu'on a voulu limiter le débit de ce canal à 35 mètres cubes, *aujourd'hui surtout que les travaux que va exécuter la ville de Genève vont augmenter le débit des basses eaux du Rhône de* 60 mètres cubes à 80 mètres cubes ; c'est encore avec moins de raison qu'on lui a opposé des contre-projets de canaux partiels, ou d'élévation d'eau par machines à vapeur, qui élèveraient à 4 ou 5 millions le prix de revient du mètre cube d'eau dérivé : ces contre-projets ont d'ailleurs été repoussés avec raison, à cause de leur prix excessif.

Ce n'est qu'en adoptant des principes déjà consacrés en Italie par une longue expérience, qu'on pourra enfin utiliser notre grand fleuve, pour l'irrigation de sa vallée.

En Italie, en Suisse, en Allemagne, en Autriche, on se préoccupe, avec une très grande activité, de l'utilisation et de la régularisation des fleuves et des lacs, dans l'intérêt de l'agriculture et de l'industrie. La science hydrologique entre, dans ces divers pays, depuis quelques années, dans une voie aussi pratique que féconde. (*Extrait des Comptes rendus de l'Académie des Sciences.*)

N° 66

Navigation fluviale, touage par chaînes sans fin.

Note de M. DUPUY DE LOME.

Il vient de se faire sur le Rhône une expérience intéressante d'un système de touage qui me paraît résoudre le problème difficile du transport économique des marchandises sur ce fleuve.

On sait que ce magnifique cours d'eau, dont le rôle est si bien indiqué pour relier l'intérieur de la France à la mer Méditerranée, n'a été cependant jusqu'à ce jour que très imparfaitement utilisé pour le transport des marchandises. Cela tient aux entraves qu'apportent à la navigation du Rhône des courants torrentiels en plusieurs points, de brusques déplacements de ses fonds de cailloux roulés, enfin le peu de régularité de la profondeur de ses eaux, malgré son débit considérable. Même à l'étiage, ce débit n'est pas inférieur à 230 mètres cubes par seconde à la traversée de Lyon, au confluent de la Saône, et il ne descend pas au-dessous de 400 mètres cubes par seconde quand il a reçu les affluents de l'Isère, de la Drôme, de l'Ardèche et de la Durance.

Le lit du Rhône s'améliore certainement chaque jour, grâce aux travaux bien entendus qui s'y exécutent sous la direction d'habiles ingénieurs des Ponts et Chaussées; mais, quand ces travaux seront terminés, le Rhône, avec sa différence de niveau de 160 mètres entre Lyon et le port Saint-Louis, sur un parcours de 424 kilomètres, et avec des pentes partielles bien supérieures à cette pente moyenne, restera encore un fleuve trop rapide, dans plusieurs passages, pour que la navigation à la remonte, par les moyens ordinaires, puisse y devenir aussi économique qu'on doit le désirer.

Tant que les bateaux, porteurs ou remorqueurs, remontant le Rhône auront des moteurs prenant pour point d'appui l'eau fuyant sur le sol avec une vitesse qui, en plusieurs points, atteint souvent aujourd'hui 4 mètres par seconde, et ne deviendra probablement jamais dans ces passages inférieure à 2m,50 par seconde (9 kilomètres par heure), il sera nécessaire de munir ces bateaux de trop grandes puissances motrices: telles sont les machines à roues à aubes qu'un habile entrepreneur de navigation fluviale, M. Bonnardel, fait fonctionner sur ce fleuve avec tant de persévérance, malgré la concurrence du chemin de fer.

Nonobstant ce succès relatif, il y a le plus grand intérêt à prendre le point d'appui d'un remorqueur à la remonte du Rhône, sur le fond ou sur les rives du fleuve.

Le touage au moyen d'une chaîne élongée sur le lit du Rhône, d'un bout à l'autre de son long parcours, rencontrerait des obstacles presque insurmontables, provenant de la mobilité du fond où cette chaîne serait trop souvent engagée sous des amas de graviers.

En outre, lors même qu'on trouverait moyen de vaincre cette grosse difficulté, la force nécessaire à cette chaîne pour haler un convoi de bateaux à la remonte, contre un courant si rapide, devrait être nécessairement bien plus considérable que sur les fleuves à courant modéré. Par exemple, pour une même vitesse de remonte, il faudrait lui donner au moins dix fois plus de force qu'à celle employée avec succès sur la Seine. Il faudrait donc, dès le début d'une entreprise de halage par chaîne noyée dans le Rhône, immobiliser un capital hors de proportion avec le trafic qu'on pourrait espérer dans les premières années.

En dehors du halage par chevaux ou mulets, un seul système de touage fonctionne aujourd'hui sur le Rhône : c'est celui des remorqueurs à grappins. Ce système consiste dans l'emploi d'une lourde roue portée à l'extrémité inférieure d'un balancier oblique articulé sur le bateau toueur, ce qui permet à cette roue de s'appliquer sur le fond, en montant ou descendant suivant la profondeur de l'eau. Cette roue agit ainsi sur le lit du fleuve au moyen de grandes et fortes dents en acier qui s'accrochent au sol, en le labourant parfois profondément. Mais, dès que le lit du fleuve est trop mou, trop dur ou trop profond, cette roue-grappin fonctionne mal et donne lieu à des embarras nombreux, ainsi qu'à de fréquentes avaries. Ces inconvénients, joints à la perte considérable sur le travail moteur employé en grande partie à labourer le fond, empêchent l'usage de ces grappins de se développer.

Depuis bien des années, j'avais exprimé la conviction que le procédé de touage le plus pratique sur le Rhône serait le touage par chaîne sans fin.

Dans ce système, on n'a à se préoccuper de la nature du fond qu'au point de vue du coefficient de l'adhérence de la chaîne sur le sol, adhérence qui sert de point d'appui. Les profondeurs peuvent varier dans de larges limites. L'usure de la chaîne est une dépense qui n'est pas relativement considérable ; enfin le capital à immobiliser peut se proportionner au trafic existant et s'accroître seulement lorsqu'on est conduit à multiplier le nombre des remorqueurs.

En présence de ces avantages, dont l'évidence est frappante, il y avait lieu de s'étonner de ce que ce mode de touage, proposé depuis longtemps par diverses personnes, n'ait jamais été sérieusement employé. On pouvait se demander si quelques graves inconvénients, inhérents à l'idée elle-même, avaient arrêté les auteurs de ces projets.

Ma conviction était que leur abandon devait surtout tenir à un défaut d'étude suffisante pour les détails d'installation sans la solution desquels le problème n'est pas résolu.

Les dispositions générales que je préconisais consistent dans l'emploi d'un toueur muni de l'avant à l'arrière, sur chacun de ses flancs, d'une chaîne sans fin, suffisamment lourde, plongeant dans l'eau à l'avant, reposant sur le fond et remontant à l'arrière, soutenue alors dans toute sa partie supérieure sur des rouleaunx portés par le bateau, les deux rouleaux extrêmes étant placés en saillie, l'un à l'avant, l'autre à l'arrière. En faisant tourner par la machine un des rouleaux de soutien, muni à cet effet d'empreintes de cabestan, on fait mouvoir la chaîne que le poids de sa partie portant sur le fond empêche de glisser, et le toueur se meut avec une vitesse égale au mouvement de ses chaînes. Celle de chaque bord étant actionnée par une machine indépendante, on gouverne en faisant mouvoir plus ou moins vite l'une ou l'autre. Les chaînes doivent d'ailleurs être disposées de façon que, pour les plus grandes profondeurs, le poids reposant sur le sol détermine une adhérence supérieure à l'effort à vaincre pour le remorquage du toueur et de son convoi.

Mon ancien collaborateur au Ministère de la Marine, M. Zédé, directeur des constructions navales, qui partageait toutes mes idées à cet égard, me proposa dernièrement de reprendre l'étude de cette question et de faire une expérience sur une échelle assez large pour mettre hors de doute la valeur du système. C'est de cette expérience, qui a pleinement réussi, que j'ai cru utile d'entretenir l'Académie aussi brièvement que possible.

L'appareil d'étude de propulsion par chaîne sans fin qu'il s'agissait d'expérimenter a été établi sur un de ces chalands connus sur le Rhône sous le nom de *pénelles;* ses dimensions étaient: longueur 33 mètres, largeur $7^m,50$, creux $2^m,10$.

Sur les flancs, de bout en bout, ont été disposées, dans les conditions exposées ci-dessus, deux fortes chaînes de navires pesant 46 kilogrammes le mètre courant. Chacune d'elles était actionnée par une locomobile de la force de 15 chevaux, les deux machines

étant complètement indépendantes, mais les leviers des robinets de vapeur étant disposés de façon à pouvoir être manœuvrés simultanément par un seul homme. L'installation des rouleaux de support, l'engrenage de la roue à empreintes, enfin tous les détails, avaient été soigneusement étudiés.

Un premier essai fait en rade de Port-de-Bouc, en eau calme, mais avec des profondeurs très variables, démontra tout d'abord qu'au moyen des chaînes on faisait gouverner la pénelle avec la plus grande facilité et la précision la plus absolue. Dès qu'on donnait à une des chaînes un peu plus de vitesse qu'à l'autre, la pénelle abattait immédiatement du côté du ralentissement, se redressait à volonté, enfin suivait avec une docilité parfaite le tracé le plus sinueux.

Mais, dans les évolutions à court rayon, la direction des chaînes étant alors trop oblique par rapport aux rouleaux extrêmes, ces chaînes eussent été exposées à décapeler ; aussi, pour empêcher cet effet de se produire, avait-on disposé des rouleaux horizontaux formant guides pour les bouts des chaînes montant et descendant.

Passant alors sur le Rhône, on a reconnu, en abordant les grands courants, combien était indispensable aussi une autre disposition, qui avait été prise à l'avance, à l'effet de régler suivant la profondeur du fond la longueur de la partie de la chaîne immergée.

En effet, si cette longueur est trop courte, la chaîne ne porte plus assez sur le lit du fleuve et elle glisse ; si elle est trop longue, elle forme des paquets sur le sol en redescendant à l'avant, et, par suite, lorsqu'on veut gouverner, le bateau est bien tenu à l'arrière par des chaînes tendues, mais, à l'avant, la longueur de chaîne en excès produit des abattées exagérées sur le bateau pris obliquement par le courant.

Dans cette prévision, voulant pouvoir régler la chaîne, on avait placé les deux rouleaux de l'avant sur un chariot mobile à volonté pour les éloigner ou les rapprocher des rouleaux de l'arrière. Ces déplacements étaient d'ailleurs assez restreints ; car ainsi qu'on s'en rend compte facilement, il suffit, pour compenser la différence de profondeur, d'un mouvement du chariot moitié de cette différence.

La longueur de la chaîne et la course du chariot avaient été réglées de façon à pouvoir naviguer par des profondeurs variant de 1 mètre à $6^{m},50$.

Des essais préliminaires avaient permis de se rendre compte de la valeur de la résistance à la marche de la pénelle, avec tel vitesse

contre tels ou tels courants; d'autres expériences avaient mo
que le coefficient de frottement des chaînes sur le fond vari
suivant la nature de ce fond, de 83 à 120 p. 100 du poids de
chaîne dans l'air. On avait donc pu calculer quelles étaient l
tesse des courants ainsi que la pente des eaux à la surface
fleuve, que le bateau devait pouvoir remonter avec sa vitesse
male, fixée à 4 kilomètres par heure. On avait ainsi reconnu
pour un courant de 3 mètres par seconde et une pente de
80 centimètres par kilomètre, les chaînes ne devaient pas enc
glisser sur le fond.

L'expérience a pleinement confirmé l'exactitude de ces calc
En abordant des courants de plus en plus forts, on a atteint
franchi facilement un passage où la vitesse de l'eau dépass
3 mètres et où la pente était de 73 centimètres par kilomètre, ave
des fonds variant brusquement de $6^m,50$ à $1^m,50$. On s'arrêtait à
volonté au milieu de ce courant violent, on repartait sans difficulté,
gouvernant avec la plus rigoureuse précision. Un des habiles pilotes
du Rhône qui dirigeait le bateau, et qui n'avait pas caché d'abord
son peu de foi dans le mode de traction en expérience, est rest
étonné des résultats et a été ensuite le plus enthousiaste des as-
stants. Il s'est montré frappé surtout de la sécurité absolue qu
présentait le nouveau procédé dans les rapides, pour la traversée
desquels on éprouve les plus vives préoccupations, avec les ba-
teaux actuels, la moindre avarie de machine ou le moindre faux
coup de barre pouvant les compromettre.

Ces résultats sont la conséquence des importantes dispositions
de détail qui ont été prises, notamment :

1° L'emploi de deux chaînes sans fin latérales, actionnées par des
machines indépendantes, maniées par un seul homme qui s'en sert
ainsi pour gouverner;

2° L'emploi de chaînes d'une longueur et d'un poids par mètre
bien calculé en vue de la force de traction à opérer;

3° Les rouleaux directeurs empêchant les bouts montants et
descendants de la chaîne sans fin de décapéler de leurs rouleaux
de support arrière et avant lors des évolutions dans les courts
rayons;

4° Le moyen d'embrayer le mou de la chaîne sans fin quand
profondeur de l'eau diminue et d'accroître la longueur de la
immergée quand la profondeur d'eau augmente.

L'ensemble de ces détails est d'une importance capitale : c
eux que j'attribue sans hésitation le succès de l'expérience act

C'est probablement par l'absence de ces solutions que l'on doit expliquer l'état de stérilité dans lequel était restée l'idée du touage r chaîne sans fin présentée il y a plus de quarante ans.

Le problème de l'application de ce mode de touage paraît main-nant résolu sur le plus difficile des fleuves, sur le Rhône, et par nséquent, *à fortiori*, sur les autres fleuves à courant modéré.

Il y a là d'intéressantes applications à faire pour les transports r eau à petite vitesse, avec une économie qui permettra de ettre en mouvement bien des éléments de richesses agricoles et dustrielles aujourd'hui immobilisés, en raison du rapport trop levé de leur poids à leur valeur.

(*Extrait des Comptes rendus de l'Académie des Sciences.*)

N° 67

NOTE

SUR

LE PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS SUR LES CHEMINS DE FER, EN FRANCE

Par M. CH. BAUM, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

---

§ 1. — EXPOSÉ.

Nous nous proposons de chercher pour deux périodes de trois années consécutives, de 1872 à 1875 et de 1879 à 1881, quel est le coût des transports en grande et en petite vitesse sur les chemins de fer français. Malgré les objections, toutes d'ordre technique ou comptable, élevées par quelques rares Ingénieurs d'exploitation des chemins de fer contre toute méthode de détermination du prix de revient des transports par chemin de fer, il paraît certain qu'à mesure que le tarif moyen perçu par tonne et par voyageur transportés à 1 kilomètre tend à baisser, l'élément le plus sérieux, le guide le plus sûr dans la tarification devient le prix de revient d'un transport, c'est-à-dire ce que l'administration d'un chemin de fer dépense pour effectuer ce transport.

Le prix de revient des transports par chemin de fer tel que nous le calculons n'est, il est vrai, qu'une moyenne s'appliquant à l'ensemble des voyageurs, d'une part, et à l'ensemble des marchandises, d'autre part. Ce n'est qu'un

chiffre de statistique, un chiffre approximatif, de même que le tarif moyen perçu n'est également qu'une donnée de la statistique, un chiffre approximatif, un chiffre fictif, une moyenne générale de toutes les taxes kilométriques perçues. Les tarifs kilométriques effectivement perçus sont supérieurs ou inférieurs au tarif moyen. Il en est ainsi du prix de revient effectif du transport des diverses catégories de marchandises par rapport au prix de revient moyen que nous allons déterminer.

Au point de vue économique, le but de notre étude est de déterminer quel est le prix de revient des transports sur les chemins de fer français, et de fixer ainsi la limite au-dessous de laquelle les tarifs moyens perçus par les administrations de chemins de fer ne doivent pas descendre, si elles veulent couvrir leurs dépenses avec les recettes de l'exploitation. Sous le nom de dépenses de chemins de fer, il faut comprendre non seulement les dépenses proprement dites de l'exploitation, telles que celles du mouvement, du trafic, de la traction, de l'entretien de la voie et du matériel roulant, etc., mais aussi les dépenses d'intérêt et d'amortissement du capital de construction.

A côté du prix de revient des transports, on mettra les tarifs moyens perçus, et, de la comparaison de ces deux catégories de chiffres, on pourra déduire les limites entre lesquelles le tarif moyen perçu doit se mouvoir afin que son application soit rémunératrice pour le chemin de fer, et lui permette de faire une recette au moins égale à ses dépenses.

En même temps qu'on fera l'étude des prix de revient des transports sur les chemins de fer français, et qu'on comparera ces prix de revient aux tarifs moyens perçus, on indiquera les résultats principaux de l'exploitation des chemins de fer en France et à l'étranger.

§ 2. — BASES DES CALCULS. — FORMULES APPLIQUÉES.

Les données numériques que nous avons prises pour point de départ de notre étude sont contenues :

Pour la *France*, dans les publications statistiques du Ministère des Travaux Publics ;

Pour l'*Allemagne*, l'*Autriche*, la *Hongrie*, dans la statistique du *Verein* (Union) des chemins allemands ;

Pour la *Belgique*, dans le rapport annuel publié par le Ministère belge sur les résultats d'exploitation des chemins de fer de l'État belge.

Dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1875 nous avons indiqué des formules pour le calcul du prix de revient du transport d'un voyageur et d'une tonne à la distance de 1 kilomètre, et nous avons appliqué ces formules aux résultats de l'exploitation des lignes de la Société autrichienne des chemins de fer de l'État.

Dans le cours de ce travail, afin de pouvoir nous servir des chiffres établis par les soins des Ministères et des Compagnies de chemins de fer, nous avons été obligé de nous appuyer sur quelques-unes des conséquences auxquelles nous sommes arrivé dans l'étude spéciale, citée plus haut, que nous avons faite des résultats de l'exploitation de la Société autrichienne I. R. P. des chemins de fer de l'État. Ces conséquences peuvent, sans erreur sensible, être appliquées aux chemins de fer français. Nous ne ferons que les énumérer en renvoyant pour plus de détails au mémoire dans lequel elles sont démontrées (*).

1° A égalité de poids, le transport des voyageurs coûte dix fois plus que le transport des marchandises à petite vitesse (**).

(*) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875, 2e semestre t. X.
(**) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1875, 2e semestre t. X, p. 468.

2° Le poids moyen d'un voyageur, avec les bagages qui sont transportés gratuitement avec lui, est supposé égal à tonne 0,1 ; dans ce poids de $0^t,1$ du voyageur sont compris celui des bagages de peu de volume qu'il emporte avec lui dans les voitures, ainsi que le poids moyen de bagages inférieur ou au plus égal à 30 kilogrammes que le voyageur fait enregistrer, et pour le transport duquel il n'a à payer aucun supplément du prix de sa place. Le poids de ces deux catégories de bagages, pour lesquelles il n'est perçu aucune taxe, augmentent d'autant le poids du voyageur à transporter par le chemin de fer, qui n'a d'autre rénumération pour le transport du voyageur et de ces deux sortes de bagages que le prix de la place du voyageur.

Ces deux règles combinées permettent de formuler le principe suivant qui a été adopté dans le calcul des prix de revient : Le transport d'un voyageur à 1 kilomètre coûte autant que celui d'une tonne de marchandises de petite vitesse à 1 kilomètre.

Peut-être, eu égard à la nature spéciale du trafic des chemins de fer français, cette dernière règle donne-t-elle pour le prix de revient du transport d'un voyageur à 1 kilomètre un chiffre un peu trop fort ou un peu trop faible suivant le réseau qu'on étudiera ; dans tous les cas, l'erreur est très faible ; il ne peut s'agir que de quelques dix millimes. Par suite, le prix de revient du transport d'une tonne nette à 1 kilomètre devient un peu trop faible ou un peu trop fort ; mais, nous le répétons, les différences qui résultent de là sont négligeables ; car par le fait même de l'organisation des services de l'exploitation et de la comptabilité, il n'est pas possible d'établir mathématiquement les prix de revient du transport des voyageurs et ceux du transport des marchandises, et par conséquent, il ne peut être question ici que de chiffres établis avec une très grande approximation, et qui dans la pratique seront largement suffisants.

§ 3. — PRIX DE REVIENT DU TRANSPORT D'UNE TONNE DE MARCHANDISES DE PETITE VITESSE A 1 KILOMÈTRE.

Tous les transports de voyageurs, de messageries, de grande et de petite vitesse effectués par une administration de chemins de fer dans le courant d'un exercice sont à transformer en transports équivalents de tonnes kilométriques de petite vitesse.

Pour les voyageurs, on appliquera la règle formulée à la fin du paragraphe précédent : le prix de revient du transport d'un voyageur à 1 kilomètre est égal à celui du transport d'une tonne de marchandises de petite vitesse à 1 kilomètre.

Pour le transport de la messagerie, des bagages, des bestiaux et des accessoires de la petite vitesse, on obtiendra le tonnage kilométrique correspondant en marchandises de petite vitesse, en calculant un chiffre qui soit au tonnage kilométrique effectif de la petite vitesse, dans le rapport de la somme des recettes de la messagerie, de la grande vitesse et des accessoires de la petite vitesse, à la recette de la petite vitesse. Trois de ces données sont contenues dans les documents de statistique cités plus haut ; le chiffre cherché est le quatrième terme d'une proportion géométrique dont les trois données en question constituent les trois autres termes.

Quant au tonnage kilométrique effectif de la petite vitesse, il est indiqué dans les publications statistiques du Ministère des Travaux Publics.

On peut donc déterminer d'un côté le nombre de tonnes kilométriques de petite vitesse équivalant à l'ensemble des transports d'un réseau de chemin de fer pendant une année déterminée ; d'un autre côté, on connaît les dépenses

d'exploitation (*), ainsi que celles d'intérêt et d'amortissement du capital de construction (**).

Il est facile ensuite de trouver le prix de revient.

Les calculs ont donné les résultats suivants sur l'ensemble des réseaux de l'État et des six grandes Compagnies.

ANNÉES.	RÉSEAUX RÉUNIS.			
	Longueur exploitée.	Prix de revient de transport d'une tonne nette kilométrique P.V.		
		Exploitation.	Intérêt et amortissement.	Total.
	kilom.	centimes	centimes	centimes
1872	16 286	2,80	2,78	5,58
1873	16 590	2,94	2,73	5,67
1874	17 183	2,95	2,86	5,81
...	...	...	...	...
1879	21 120	2,91	2,81	5,72
1880	21 709	2,80	2,57	5,37
1881	22 540	2,76	2,51	5,27

Le prix de revient total du transport d'une tonne de marchandises à 1 kilomètre varie de 5c,81, en 1874, à 5c,27 en 1881. Le prix de revient va en augmentant dans la période de 1872 à 1874, et en décroissant dans la période de 1879 à 1881.

(*) Les dépenses d'exploitation comprennent celle de réfection et de renouvellement de la voie et du matériel roulant.

(**) Les dépenses d'intérêt et d'amortissement qui entrent dans les calculs sont celles figurant dans les résumés publiés par le Ministère des Travaux Publics, et dans lesquels ces dépenses sont calculées en prenant 5 et demi p. 100 du capital de construction dépensé par les Compagnies, 4 et demi du capital de rachat, de construction et de parachèvement du réseau de l'État.

La dépense d'exploitation par tonne kilométrique est également maxima en 1874 et minima en 1881.

La règle que les dépenses d'intérêt et d'amortissement du capital doublent le prix de revient des transports par chemins de fer est presque mathématiquement vérifiée en 1872, où l'on a 2^{c},80 et 2^{c},78 pour les prix de revient respectifs de l'exploitation et de l'intérêt et amortissement du capital. On constate, néanmoins, qu'il existe dans ces dernières années un certain écart entre ces deux prix de revient, et cet écart est maximum en 1881 et égal à 0^{c},25.

Si au lieu de ne prendre que les réseaux de l'État et des six grandes Compagnies françaises, on considère l'ensemble du réseau d'intérêt général de la France, et qu'on compare le prix de revient du transport d'une tonne kilométrique de petite vitesse sur ce réseau d'intérêt général avec le prix de revient sur l'ensemble du réseau allemand et austro-hongrois, on arrive aux résultats du tableau suivant :

ANNÉES.	INDICATION DES DONNÉES.		ALLEMAGNE.	AUTRICHE-HONGRIE.	FRANCE.
1879	Longueur moyenne exploitée		31.994^{k}	17.913^{k}	22.249^{k}
	Prix de revient par tonne et par kilomètre.	Exploitation	2,93^{c}	3,60^{c}	2,92^{c}
		Intérêt et amortissement	3,16^{c}	4,91^{c}	3,43^{c}
		Total	6,09^{c}	8,51^{c}	6,35^{c}
1880	Longueur moyenne exploitée		32.879^{k}	18.065^{k}	23.089^{k}
	Prix de revient par tonne et par kilomètre.	Exploitation	2,89^{c}	3,66^{c}	2,82^{c}
		Intérêt et amortissement	3,15^{c}	4,94^{c}	3,13^{c}
		Total	6,04^{c}	8,60^{c}	5,95^{c}
1881	Longueur moyenne exploitée		33,406^{k}	18.124^{k}	24.249^{k}
	Prix de revient par tonne et par kilomètre.	Exploitation	2,83^{c}	3,42^{c}	2,80^{c}
		Intérêt et amortissement	3,11^{c}	4,60^{c}	3,09^{c}
		Total	5,94^{c}	8,02^{c}	5,89^{c}

Il résulte des données de ce tableau qu'en Allemagne et en France le prix de revient du transport d'une tonne à

1 kilomètre a suivi, de 1879 à 1881, une marche descendante, et s'est abaissé, en Allemagne, de 6c,09 (1879) à 5c,94 (1881), et en France, sur le réseau d'intérêt général, de 6c,35 (1879), à 5c,89 (1881). Sur l'ensemble du réseau austro-hongrois, le prix de revient total du transport d'une tonne à 1 kilomètre est environ d'un tiers supérieur au prix de revient allemand et français; mais on verra aussi plus loin que le tarif moyen perçu en Autriche est d'environ un tiers supérieur aux tarifs moyens allemands et français.

En comparant seulement les prix de revient de l'exploitation dans les trois pays, on constate qu'en Allemagne et en France les prix de revient de l'exploitation par tonne kilométrique sont presque les mêmes, et ont atteint :

	En Allemagne.	En France.
1879	2c,93	2c,92
1880	2c,89	2c,82
1881	2c,83	2c,80

En Autriche-Hongrie, au contraire, le prix de revient de l'exploitation s'est élevé, en 1879, 1880 et 1881, respectivement aux chiffres de 3c,60, 3c,66 et 3c,42, c'est-à-dire, qu'il est d'environ 30 p. 100 plus élevé en Autriche-Hongrie qu'en France et en Allemagne.

Sur le réseau belge (chemins de fer de l'État), le prix de revient de l'exploitation a atteint, par tonne kilométrique de petite vitesse :

en 1879 . . . . 2c,81
en 1880 . . . . 2c,82

Ces prix de revient sont à peu près égaux à ceux de l'ensemble des réseaux allemand et français.

§ 4. — PRIX DE REVIENT DU TRANSPORT SUR L'ANCIEN ET LE NOUVEAU RÉSEAU.

La recherche du prix de revient sur l'ancien et le nouveau réseau donne lieu aux résultats indiqués dans les tableaux ci-après. Le réseau de l'État a été rangé dans le nouveau réseau dont il se rapproche beaucoup plus que de l'ancien par la nature de ses lignes et l'importance de son trafic.

ANNÉES.	ANCIEN RÉSEAU.			
	Longueur exploitée.	Prix de revient du transport d'une tonne nette kilométrique P.V.		
		Exploitation.	Intérêt et amortissement.	Total.
	kilom.	centimes	centimes	centimes
1872	9 093	2,58	2,08	4,66
1873	9 208	2,67	2,05	4,72
1874	9 208	2,66	2,13	4,79
—	—	—	—	—
1879	9 706	2,50	2,10	4,60
1880	9 916	2,42	1,92	4,34
1881	10 163	2,40	1,86	4,26

De 1872 à 1874, le prix de revient du transport d'une tonne à un kilomètre a augmenté de 4c,66 à 4c,79; tandis que de 1879 à 1881, il a diminué de 4c,60 à 4c,26. Le prix de revient de l'exploitation est de 25 p. 100 supérieur à celui de l'intérêt de l'amortissement.

Sur le nouveau réseau, au contraire, on obtient les chiffres suivants :

ANNÉES.	NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.			
	Longueur exploitée.	Prix de revient du transport d'une tonne nette kilométrique P.V.		
		Exploitation.	Intérêt et amortissement.	Total.
	kilom.	centimes	centimes	centimes
1872	7 193	3,61	5,42	9,03
1873	7 382	3,93	5,28	9,21
1874	7 975	3,96	5,49	9,45
—	—	—	—	—
1879	11 414	4,18	5,03	9,21
1880	11 793	3,98	4,60	8,58
1881	12 177	3,89	4,50	8,39

Les chiffres des deux tableaux qui précèdent accentuent encore le résultat déjà signalé de l'augmentation du prix de revient de 1872 à 1874, et de la diminution de ce prix de revient pendant la période de 1879 à 1881.

Les maxima correspondent à l'année 1874, et sont, pour le prix de revient total, de 4^c,79, sur l'ancien réseau, et de 9^c,45, sur le nouveau réseau. Les minima sont les prix de revient de l'année 1881, et s'élèvent, à 4^c,26, sur l'ancien réseau, et à 8^c,39, sur le nouveau.

La dépense d'exploitation par tonne kilométrique de marchandises a varié, sur l'ancien réseau, de 2^c,67 en 1873, à 2^c,40, en 1881, soit une diminution de un quart de centime, et sur le nouveau réseau de 4^c,18 en 1879, à 3^c,89 en 1881.

La dépense d'exploitation par tonne kilométrique est en moyenne de 60 p. 100 plus élevée sur le nouveau réseau que sur l'ancien. Quant à la dépense d'intérêt et d'amortissement par tonne kilométrique de marchandises, elle est en moyenne d'environ 150 p. 100 plus élevée sur le nouveau réseau que sur l'ancien.

L'ancien réseau accuse une dépense d'exploitation par tonne kilométrique supérieure à la dépense correspondante d'intérêt et d'amortissement; le fait inverse se produit sur le nouveau réseau.

ANCIEN RÉSEAU.	PRIX DE REVIENT TOTAL du transport d'une tonne nette kilométrique.					
	1872	1873	1874	1879	1880	1881
	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes
Nord.	4,43	4,36	4,68	4,19	4,04	4,17
Est.	4,51	4,36	4,29	4,46	3,94	3,82
Ouest.	5,10	5,27	5,23	5,06	4,62	4,59
Orléans.	4,19	4,25	4,24	4,13	3,90	3,65
P.-L.-M.	4,85	4,91	4,97	4,82	4,61	4,51
Midi.	4,92	4,69	4,75	4,64	4,30	4,21

Les indications du tableau qui précède permettent de dire que sur l'ancien réseau, la Compagnie de l'Ouest a le prix de revient le plus élevé, et que la Compagnie d'Orléans a le prix de revient le plus faible; le maximum est de 5c,27, en 1873, sur l'ancien réseau de l'Ouest, et le minimum de 3c,65, en 1881, sur l'ancien réseau de la Compagnie d'Orléans.

On constate pour toutes les grandes Compagnies, sauf pour le Nord, une assez sensible diminution du prix de revient de 1879 à 1881. Cette diminution du prix de revient total atteint :

0c,64 sur l'ancien réseau de l'Est,
0c,48 d° d'Orléans,
0c,47 d° de l'Ouest.

Cette notable diminution du prix de revient total de

1879 à 1881 méritait d'être signalée. Nous constatons le fait sans en rechercher les causes.

Sur le nouveau réseau et sur le réseau de l'État, le prix de revient total pour le transport d'une tonne à 1 kilomètre est consigné dans le tableau suivant :

NOUVEAU réseau et État.	PRIX DE REVIENT total du transport d'une tonne nette P.V. à 1 kilomètre.					
	1872	1873	1874	1879	1880	1881
	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes
Nord.	6,46	6,55	6,80	6,25	7,12	6,95
Est.	7,61	7,91	8,11	7,66	6,67	6,93
Ouest.	9,12	10,30	10,50	10,51	10,02	9,69
Orléans.	9,15	9,12	9,35	9,32	8,28	7,68
P.-L.-M.	17,95	15,31	14,63	12,62	12,10	12,50
Midi.	9,86	9,19	9,46	10,09	9,29	9,56
État.	»	»	»	9,64	9,20	8,37

Ici encore, comme sur l'ancien réseau, nous constatons, sauf en ce qui concerne la Compagnie du Nord, une diminution très sensible du prix de revient sur le nouveau réseau de quelques Compagnies dans la période de 1879 à 1881, tandis que la période de 1872 à 1874 indiquait un relèvement du prix de revient, sauf sur le nouveau réseau des Compagnies du Midi et de P.-L.-M.

Les principales diminutions du prix de revient total par tonne kilométrique sont de 1879 à 1881 :

1^{c},64 sur le nouveau réseau de la Compagnie d'Orléans,
1^{c},27 sur le réseau de l'État,
0^{c},82 sur le nouveau réseau de la Compagnie de l'Ouest,
0^{c},73 d° de l'Est,
0^{c},53 d° du Midi.

Si l'on compare les prix de revient maximum et minimum de l'ancien et du nouveau réseau, on arrive aux chiffres suivants dans la période de 1879 à 1881 :

	ANCIEN RÉSEAU.	NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.
Minimum..	3^{c},65 (Orléans 1881),	6^{c},25 (Nord 1879),
Maximum..	5^{c},06 (Ouest 1879),	12^{c},62 (P.-L.-M. 1879).

Il en résulte que le prix de revient du transport d'une tonne nette à 1 kilomètre, sur le nouveau réseau, dépasse de 71 p. 100 à 140 p. 100 le prix de revient sur l'ancien réseau, et en moyenne, on peut dire que le prix de revient du nouveau réseau est à peu près double de celui de l'ancien réseau.

Sur l'ensemble des lignes du nouveau réseau, le prix de revient du transport d'une tonne de marchandises à 1 kilomètre a augmenté de 1872 à 1874, de 9^{c},03 à 9^{c},45; tandis que de 1879 à 1881, ce prix de revient a diminué de 9^{c},21 à 8^{c},39.

La détermination du rapport qui existe, sur le nouveau réseau, entre le prix de revient de l'exploitation et le prix de revient de l'intérêt et de l'amortissement amène les conclusions suivantes : de 1872 à 1874, le prix de revient de l'intérêt de l'amortissement est de 40 p. 100 supérieur à celui de l'exploitation; de 1879 à 1881, la différence entre les deux prix de revient n'est plus que de 17 p. 100.

Le calcul appliqué aux résultats de l'exploitation du réseau de l'État et des anciens et nouveaux réseanx de chacune des six grandes Compagnies conduit aux chiffres du tableau suivant dans lequel sont contenus, pour les deux périodes de 1872 à 1874 et 1879 à 1881, les prix de revient de l'exploitation et ceux de l'intérêt et de l'amortissement relatifs au transport de marchandises de petite vitesse à 1 kilomètre.

NATURE DU PRIX DE REVIENT.	ANNÉES.	PRIX DE REVIENT du transport d'une tonne P. V. à 1 kilomètre					
		Nord.	Est.	Ouest.	Orléans.	P.-L.-M.	Midi.
		ANCIEN RÉSEAU.					
	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes
Exploitation	1872	2,71	2,86	2,96	2,49	2,48	2,41
	1873	2,68	3,19	3,09	2,48	2,62	2,34
	1874	2,86	3,01	3,05	2,42	2,59	2,38
	1879	2,46	3,03	3,05	2,49	2,28	2,46
	1880	2,40	2,69	2,80	2,36	2,29	2,3[illegible]
	1881	2,52	2,63	2,69	2,22	2,28	2,38
Intérêt et amortissement.	1872	1,72	1,29	2,14	1,70	2,37	2,31
	1873	1,68	1,17	2,18	1,77	2,29	2,33
	1874	1,82	1,28	2,18	1,82	2,58	2,3[illegible]
	1879	1,73	1,43	2,01	1,64	2,54	2,18
	1880	1,64	1,25	1,82	1,54	2,32	1,93
	1881	1,65	1,19	2,90	1,43	2,25	1,85
		NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.					
Exploitation.	1872	2,80	3,49	3,96	3,35	4,91	4,05
	1873	2,99	4,01	4,69	3,25	5,14	3,94
	1874	3,04	3,89	4,64	3,48	4,93	4,10
	1879	2,88	3,83	5,23	3,86	4,67	4,56
	1880	3,58	3,43	5,14	3,34	4,56	4,45
	1881	3,56	3,50	4,95	3,05	4,65	4,56
Intérêt et amortissement.	1872	3,66	4,12	6,26	5,82	15,04	5,81
	1873	3,56	3,90	6,61	5,87	10,17	5,25
	1874	3,76	4,22	5,88	5,87	9,70	3,36
	1879	3,37	3,83	5,28	5,46	7.95	5,33
	1880	3,54	3,24	4,88	4,94	7,54	4,86
	1881	3,39	3,43	4,74	4,63	7,65	5,00

Le principal résultat qui découle des chiffres du tableau précédent est la notable diminution, dans la période des trois dernières années, non seulement du prix de revient de l'exploitation, mais aussi de celui de l'intérêt et de l'amortissement du capital. Le transport d'une unité à 1 kilomètre a coûté moins cher dans cette période, et surtout en 1881, que dans la période de 1872 à 1874.

Dans les deux périodes étudiées, sur l'ancien réseau, la Compagnie d'Orléans a le plus faible prix de revient; il est descendu jusqu'à $2^{c},22$ en 1881. Le prix de revient le plus élevé sur l'ancien réseau a été, dans la période de 1879 à 1881, de $3^{c},05$ sur le réseau de l'Ouest, en 1879, et dans la période de 1872 à 1874, de $3^{c},19$, en 1873, sur l'ancien réseau de l'Est.

Les dépenses d'intérêt et d'amortissement sont les plus faibles par unité de transport sur l'ancien réseau de l'Est, et les plus élevées sur l'ancien réseau de P.-L.-M.

Le prix de revient de l'exploitation par tonne kilométrique a varié, sur le nouveau réseau, de 1879 à 1881, de $2^{c},88$ (Nord 1879), à $5^{c},23$ (Ouest 1879). Ces prix de revient minimum et maximum sont respectivement de 30 p. 100 et 70 p. 100 supérieurs aux prix de revient maximum et minimum de l'ancien réseau, pendant la même période de 1879 à 1881.

Sur le nouveau réseau, le prix de revient maximum de l'intérêt et de l'amortissement, de 1879 à 1881, est de $7^{c},95$ (P.-L.-M. 1879), et le prix de revient minimum de $3^{c},24$ (Est 1880). Les prix de revient correspondant maximum ou minimum s'élèvent, sur l'ancien réseau à $2^{c},54$ (P.-L.-M. 1879), et à $1^{c},19$ (Est 1881). Les prix de revient et de l'amortissement sont de 172 p. 100 à 213 p. 100 plus élevés sur le nouveau réseau que sur l'ancien.

Il peut être utile de connaître comment la dépense d'exploitation par tonne et par kilomètre se répartit entre les divers services de l'exploitation, à savoir : administra-

tion, exploitation, voie, matériel et traction. Nous indiquons dans le tableau suivant comment se fait cette répartition de la dépense pendant les années 1879, 1880 et 1881.

ANNÉES.	DÉPENSE D'EXPLOITATION PAR TONNE P.V. ET PAR KILOMÈTRE.				
	Administration.	Exploitation.	Voie.	Matériel et traction.	Total.
	ANCIEN RÉSEAU.				
	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes
1879	0,23	0,85	0,54	0,88	2,50
1880	0,21	0,85	0,49	0,87	2,42
1881	0,22	0,86	0,47	0,85	2,40
	NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.				
1879	0,50	1,15	1,16	1,37	4,18
1880	0,48	1,13	1,08	1,29	3,98
1881	0,41	1,15	1,07	1,26	3,89

Sur l'ancien réseau, les dépenses d'administration représentent environ 9 p. 100 du prix de revient du transport de la tonne kilométrique ; les dépenses de la voie atteignent 20 p. 100 de la dépense totale d'exploitation par tonne kilométrique. Le service d'exploitation proprement dite et le service du matériel et de la traction entrent, le premier, pour 35 p. 100, et le deuxième, pour 36 p. 100 dans les dépenses d'exploitation par tonne kilométrique de marchandises.

Les dépenses d'exploitation par tonne kilométrique sur le nouveau réseau, se répartissent comme il suit entre les divers services :

Administration . . . . 12 p. 100
Exploitation . . . . 28 » »
Voie . . . . 27 » »
Matériel et traction. . . . . 33 » »

§ 5. — TARIFS MOYENS PERÇUS POUR LE TRANSPORT DES VOYAGEURS ET DES MARCHANDISES.

Après avoir évalué les prix de revient des transports par chemins de fer, il faut chercher quels ont été les tarifs moyens perçus par voyageur et par tonne transportés à un kilomètre. Le tarif moyen perçu, représentant la recette moyenne par voyageur ou par tonne et par kilomètre, permettra d'établir le bénéfice ou la perte faite par l'administration du chemin de fer par voyageur et par tonne qu'elle aura transportés à 1 kilomètre.

En prenant l'ensemble des réseaux des six grandes Compagnies et de l'État, on obtient les tarifs moyens consignés au tableau suivant :

ANNÉES.	RÉSEAUX RÉUNIS ET ÉTAT — Tarif moyen perçu par		ANNÉES.	RÉSEAUX RÉUNIS ET ÉTAT — Tarif moyen perçu par	
	voyageur kilométrique.	tonne kilométrique.		voyageur kilométrique.	tonne kilométrique.
	centimes	centimes		centimes	centimes
1872	5,31	5,79	1879	5,18	5,92
1873	5,32	5,78	1880	5,05	5,90
1874	5,33	5,83	1881	5,00	5,82

Le tarif moyen perçu par voyageur kilométrique va en diminuant dans la période de 1879 à 1881 ; il en est également ainsi pendant la même période, du tarif moyen perçu pour la petite vitesse.

Il y a néanmoins cette différence entre le tarif moyen perçu pour les voyageurs et le tarif moyen perçu pour les marchandises que, dans la période de 1872 à 1874, le tarif moyen perçu pour les voyageurs est supérieur à celui de la période de 1879 à 1881 ; tandis que de 1879 à 1881 le tarif moyen perçu par tonne de marchandises était supérieur à celui de la période de 1872 à 1874. Il en résulte, qu'après 1874, il y a eu une augmentation du tarif perçu pour les marchandises, et que, pour les voyageurs, au contraire, il y a eu une diminution constante du tarif moyen perçu par kilomètre.

Si l'on considère séparément l'ancien et le nouveau réseau, on arrive aux chiffres ci-après :

ANNÉES.	TARIF MOYEN PERÇU PAR			
	Voyageur kilométrique		Tonne kilométrique	
	ancien réseau.	nouveau réseau et État.	ancien réseau.	nouveau réseau et État.
	centimes	centimes	centimes	centimes
1872	5,44	4,88	5,79	5,85
1873	5,44	4,94	5,77	5,82
1874	5,46	4,93	5,81	5,92
—	—	—	—	—
1879	5,30	4,88	5,83	6,18
1880	5,17	4,74	5,82	6,15
1881	5,12	4,69	5,76	6,04

Les chiffres du tableau qui précède montrent que l'augmentation du tarif moyen perçu pour la petite vitesse, dont il vient d'être question, s'est surtout produite sur le nouveau réseau, dans lequel nous avons compris le réseau de l'État.

De 1872 à 1874, le tarif moyen des voyageurs est resté sans variations sur l'ancien réseau, et n'a été modifié que

très faiblement sur le nouveau réseau; de 1879 à 1881, au contraire, le tarif moyen des voyageurs a baissé de 5^c,30 à 5^c,12, soit d'un peu plus de 3 p. 100 sur l'ancien réseau, et de 4^c,88 à 4^c,69, soit de 4 p. 100 environ sur le nouveau réseau.

Les tarifs moyens perçus sur l'ancien réseau aussi bien pour les voyageurs que pour les marchandises diminuent de 1879 à 1881.

Le tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre est toujours supérieur sur l'ancien réseau au tarif moyen du nouveau réseau; l'inverse se produit pour le tarif perçu par tonne de petite vitesse et par kilomètre.

La comparaison des tarifs moyens perçus sur l'ancien et sur le nouveau réseau permet encore de formuler les conclusions suivantes :

1° Le tarif moyen perçu par voyageur kilométrique sur l'ancien réseau est de 10 p. 100 supérieur au tarif moyen perçu sur le nouveau réseau.

2° Le tarif moyen perçu par tonne de marchandises et par kilomètre sur l'ancien réseau est inférieur de 1,5 p. 100, de 1872 à 1874, et de 6 p. 100 de 1879 à 1881, au tarif moyen de petite vitesse du nouveau réseau.

Sur le nouveau réseau les tarifs moyens perçus pour les voyageurs et les marchandises décroissent de 1879 à 1881, ces derniers sont supérieurs aux tarifs moyens de 1872 à 1874 pour les marchandises.

Dans le tableau suivant nous avons indiqué, par réseau et par administration de chemins de fer, les tarifs moyens kilométriques perçus par voyageur et par tonne de marchandises pendant les deux périodes de 1872 à 1874 et de 1879 à 1881.

NATURE DES TRANSPORTS.	ANNÉES.	TARIF MOYEN PERÇU PAR KILOMÈTRE. Nord.	Est.	Ouest.	Orléans.	P.-L.-M.	Midi.
ANCIEN RÉSEAU.							
		centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes
Voyageurs.	1872	6,12	5,35	5,46	5,37	5,48	»
	1873	6,00	5,20	5,49	5,33	5,57	»
	1874	6,04	5,04	5,44	5,32	5,65	»
	1879	5,61	4,88	4,89	5,33	5,53	4,93
	1880	4,97	4,79	4,75	5,39	5,54	5,01
	1881	5,00	4,78	4,79	5,31	5,39	4,94
Tonne de marchandises P. V.	1872	5,56	5,33	5,88	6,59	5,76	7,14
	1873	5,48	5,16	6,05	6,49	5,89	7,12
	1874	5,74	5,32	5,93	6,40	5,86	7,29
	1879	5,52	5,47	5,99	6,15	5,53	7,15
	1880	5,40	4,79	5,82	6,44	5,63	7,31
	1881	5,39	4,78	6,17	6,09	5,54	7,28
NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.							
Voyageurs.	1872	»	5,16	4,87	4,51	5,14	»
	1873	»	5,06	4,92	4,91	5,06	»
	1874	»	4,91	4,91	4,92	5,04	»
	1879	5,61	4,76	4,79	4,88	5,16	4,87
	1880	5,46	4,67	4,74	4,77	5,06	4,84
	1881	5,41	4,73	4,69	4,74	4,92	4,83
Tonne de marchandises P. V.	1872	»	5,85	5,20	5,70	7,00	7,46
	1873	»	5,67	5,61	5,64	6,41	7,31
	1874	»	5,78	5,65	5,81	5,95	7,39
	1879	5,94	5,82	6,97	5,83	5,97	7,30
	1880	5,95	5,72	7,00	5,91	6,47	7,24
	1881	5,93	5,76	7,12	5,61	6,27	7,34

Les conséquences à déduire des chiffres du tableau précédent sont intéressantes à divers points de vue.

Le tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre est, en général, plus faible pendant la période de 1879 à 1881 que pendant celle de 1872 à 1874; sur l'ancien réseau, les tarifs moyens extrêmes perçus par voyageur sont 6c,12 (Nord, 1872), et 5c,04 (Est, 1874), dans la période de 1872 à 1874. Les tarifs maxima et minima de 1879 à 1881 s'élèvent, au contraire, sur l'ancien réseau, à 5c,61 (Nord, 1879), et 4c,75 (Ouest, 1880).

Sur le nouveau réseau, le plus faible tarif moyen perçu pour les voyageurs est celui des réseaux des chemins de fer de l'État qui s'élève à 4c,71 en 1879, et à 3c,85 en 1881; c'est également sur le réseau de l'État que la diminution du tarif moyen perçu est la plus considérable, et dépasse en deux années 20 p. 100 du tarif moyen perçu en 1881.

Le tarif moyen perçu par tonne de marchandises a également subi une diminution si l'on compare la période de 1872 à 1874 à celle de 1879 à 1881; mais cette diminution est beaucoup moins sensible que celle du tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre, à l'exception, toutefois, du réseau de l'État; même sur le réseau de quelques Compagnies, et surtout sur le nouveau réseau, les tarifs moyens sont plus élevés en 1881 que pendant les années précédentes. Nous constatons que, sur la majeure partie des ancien et nouveau réseaux des grandes Compagnies, les tarifs moyens perçus pour les marchandises sont restés stationnaires pendant la période étudiée; sur un petit nombre de ces réseaux le tarif moyen a augmenté, et exceptionnellement seulement ce tarif moyen a baissé. La diminution la plus accentuée du tarif moyen perçu est celle du tarif moyen P. V. sur le réseau de l'État qui de 7c,23, en 1879, s'est abaissé à 5c,46, en 1881, soit une diminution de 1c,77 en trois ans, ou du quart du tarif de 1879.

Si au lieu de comparer les tarifs moyens perçus de 1879-1881 à ceux de 1872-1874, on fait la comparaison avec les tarifs moyens perçus par tonne kilométrique en 1855, 1865, 1875, on constate que la diminution du tarif moyen perçu est importante, mais que dans ces dernières années le tarif moyen perçu ne subit plus que de faibles variations et reste presque stationnaire.

RÉSEAUX.	TARIF MOYEN PERÇU PAR TONNE KILOMÉTRIQUE DE MARCHANDISES.		
	1855	1865	1875
	centimes	centimes	centimes
Nord.	6,53	6,05	5,59
Est.	6,96	5,75	5,86
Ouest.	9,05	6,53	6,69
Orléans. . . .	7,80	6,32	6,36
P.-L.-M. . . .	8,44	5,80	5,67
Midi.	8,05	6,92	7,40

Ce tableau comparé au précédent permet d'étudier les variations du tarif moyen perçu pendant une période de vingt ans, et de conclure qu'il n'y a que la Compagnie du Midi qui ait su maintenir à peu près à la même hauteur le tarif moyen qu'elle perçoit par tonne de marchandises transportée à 1 kilomètre.

§ 6. — COMPARAISON DU PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS AU TARIF MOYEN PERÇU.

Connaissant, d'une part, la recette que perçoit le chemin de fer par voyageur ou par tonne de marchandises qu'il transporte à 1 kilomètre, et, d'autre part, la dépense faite pour ce transport, la différence de ces deux chiffres, si elle est positive, donnera la quantité dont le tarif moyen perçu peut encore être abaissé, si l'on veut que les recettes du chemin de fer couvrent seulement les dépenses qu'il fait pour le transport. Si la différence est négative, cela montrera que le tarif moyen actuel ne suffit plus pour couvrir les dépenses de transport, et qu'il faudrait l'augmenter de toute la différence pour faire face aux dépenses.

Le tableau suivant indique les différences entre les tarifs

moyens perçus et le prix de revient de l'ensemble des réseaux de l'État et des six grandes Compagnies françaises.

RÉSEAUX RÉUNIS.	DIFFÉRENCE entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total du transport		RÉSEAUX RÉUNIS et État.	DIFFÉRENCE entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total du transport.	
	Voyageurs.	Marchandises (tonnes).		Voyageurs.	Marchandises (tonnes).
	centimes	centimes		centimes	centimes
1872	— 0,27	+ 0,21	1879	— 0,54	+ 0,20
1873	— 0,35	+ 0,11	1880	— 0,32	+ 0,53
1874	— 0,48	+ 0,02	1881	— 0,27	+ 0,55

Sur l'ensemble des réseaux exploités par l'État et par les Compagnies, la différence entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total du transport est constamment négative pour les voyageurs, et positive pour les marchandises. Le prix de revient du transport des voyageurs est supérieur au tarif moyen perçu; l'inverse a lieu pour les transports en petite vitesse.

La différence négative constatée par voyageur kilométrique qui est allée en augmentant de 1872 à 1874, décroît, au contraire, de 1879 à 1881.

La différence positive indiquée par tonne kilométrique a diminué de 1872 à 1874, et était devenue presque nulle en 1874 (0^{c},02); cette différence a augmenté, de 1879 à 1881, et a atteint, en 1881, la valeur de 0^{c},55.

En étudiant séparément l'ancien et le nouveau réseau des grandes Compagnies françaises, on arrive aux résultats suivants :

ANNÉES.	DIFFÉRENCE ENTRE LE TARIF MOYEN PERÇU ET LE PRIX DE REVIENT TOTAL DU TRANSPORT.			
	Ancien réseau.		Nouveau réseau et État.	
	Voyageurs.	Marchandises.	Voyageurs.	Marchandises.
	centimes	centimes	centimes	centimes
1872	+ 0,78	+ 1,13	— 4,15	— 3,20
1873	+ 0,72	+ 1,05	— 4,27	— 3,59
1874	+ 0,67	+ 1,02	— 4,52	— 3,53
—	—	—	—	—
1879	+ 0,70	+ 1,23	— 4,30	— 3,00
1880	+ 0,83	+ 1,48	— 3,80	— 2,59
1881	+ 0,86	+ 1,50	— 3,70	— 2,33

L'ancien réseau accuse, aussi bien pour les voyageurs que pour les marchandises, des différences positives entre le tarif moyen perçu et le prix de revient total ; cette différence représente le bénéfice réalisé sur l'ancien réseau après que les dépenses d'exploitation et les charges de l'intérêt et de l'amortissement du capital ont été payées; il en résulte que le bénéfice est allé en diminuant de 1872 à 1874, pour les voyageurs de 0c,78 à 0c,67, pour les marchandises de 1c,13 à 1c,02 ; il a augmenté, au contraire, de 1879 à 1881, pour les voyageurs de 0c,70 à 0c,86, et pour les marchandises de 1c,23 à 1c,50.

Sur le nouveau réseau, la situation s'est également améliorée; les différences qui sont négatives pendant les deux périodes étudiées, augmentent en valeur absolue dans la première période de 1872 à 1874, et diminuent, au contraire, de 1879 à 1881. La perte par tonne et par voyageur transporté à 1 kilomètre a décru sensiblement de 1879 à 1881, et par suite, la garantie à payer par l'État qui est obligé de couvrir ce déficit a diminué par unité de trafic.

NATURE DES TRANSPORTS.	ANNÉES.	DIFFÉRENCE ENTRE LE TARIF MOYEN PERÇU ET LE PRIX DE REVIENT TOTAL DES TRANSPORTS;						
		Nord.	Est.	Ouest.	Orléans.	P.-L.-M.	Midi.	État.
		ANCIEN RÉSEAU.						
		centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes	centimes
Voyageurs.	1872	+ 1,69	+ 1,20	+ 0,36	+ 1,18	+ 0,63	»	»
	1873	+ 1,64	+ 0,84	+ 0,22	+ 1,08	+ 0,66	»	»
	1874	+ 1,36	+ 0,75	+ 0,21	+ 1,08	+ 0,68	»	»
	1879	+ 1,42	+ 0,42	— 0,17	+ 1,20	+ 0,71	+ 0,29	»
	1880	+ 0,93	+ 0,85	+ 0,13	+ 1,49	+ 0,93	+ 0,71	»
	1881	+ 0,83	+ 0,96	+ 0,20	+ 1,66	+ 0,88	+ 0,73	»
Tonne de marchandises P. V.	1872	+ 1,13	+ 1,18	+ 0,78	+ 2,40	+ 0,91	+ 2,24	»
	1873	+ 1,12	+ 0,80	+ 0,78	+ 2,24	+ 0,88	+ 2,43	»
	1874	+ 1,06	+ 1,03	+ 0,70	+ 2,16	+ 0,89	+ 2,54	»
	1879	+ 1,33	+ 1,01	+ 0,93	+ 2,03	+ 0,71	+ 2,51	»
	1880	+ 1,43	+ 0,85	+ 1,20	+ 2,54	+ 1,02	+ 3,01	»
	1881	+ 1,82	+ 0,96	+ 1,58	+ 2,54	+ 1,03	+ 3,07	»
		NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.						
Voyageurs.	1872	»	— 2,45	— 4,25	— 4,64	—12,81	»	»
	1873	»	— 2,85	— 5,38	— 4,21	—10,25	»	»
	1874	»	— 3,20	— 5,61	— 4,43	— 9,59	»	»
	1879	— 0,64	— 2,90	— 5,72	— 4,44	— 7,46	— 5,22	— 4,93
	1880	— 1,66	— 2,00	— 5,28	— 3,51	— 6,94	— 4,45	— 5,19
	1881	— 1,54	— 2,20	— 5,00	— 2,94	— 7,38	— 4,73	— 4,52
Tonne de marchandises P. V.	1872	»	— 1,76	— 3,92	— 3,45	—10,95	— 2,40	»
	1873	»	— 2,24	— 4,69	— 3,48	— 8,90	— 1,88	»
	1874	»	— 2,33	— 4,87	— 3,54	— 8,68	— 2,07	»
	1879	— 0,91	— 1,84	— 3,54	— 3,49	— 6,65	— 2,79	— 2,41
	1880	— 1,17	— 0,95	— 3,02	— 2,37	— 5,63	— 2,05	— 2,33
	1881	— 1,02	— 1,17	— 2,57	— 2,07	— 6,03	— 2,22	— 2,91

L'examen des chiffres du tableau qui précède fait ressortir d'une façon plus frappante encore le fait que nous avons déjà signalé plus haut, à savoir, l'amélioration, dans la période de 1879 à 1881, des bénéfices nets par tonne kilométrique sur l'ancien réseau, et la diminution du déficit par voyageur et par tonne transportés à 1 kilomètre sur le nouveau réseau. Il suffit, en effet, de comparer les différences positives de l'ancien réseau de 1872 à 1874 à celles du même réseau de 1879 à 1881 ; ces différences ont, en général, augmenté, et quelquefois dans une proportion assez forte. Sur

le nouveau réseau, les différences négatives ont diminué dans la période de 1879 à 1881, et sont inférieures à celles de la période de 1872 à 1874. Il n'y a d'exception à cette règle de la diminution des différences négatives entre le tarif moyen perçu et le prix de revient sur le nouveau réseau, que pour le transport des voyageurs sur le nouveau réseau du Nord, de 1879 à 1881, et pour le transport de la petite vitesse, de 1879 à 1881, sur le nouveau réseau du Nord et sur le réseau des chemins de fer de l'État.

Les maxima et les minima de la différence entre le tarif moyen perçu et le prix de revient par tonne kilométrique se répartissent comme il suit :

MAXIMA.

Ancien réseau :

Voyageurs	1^{c},69	(Nord, 1872)
Marchandises	3^{c},07	(Midi, 1881)

Nouveau réseau :

Voyageurs	— 0^{c},64	(Nord, 1879)
Marchandises	— 0^{c},91	(Nord, 1879)

MINIMA.

Ancien réseau :

Voyageurs	— 0^{c},17	(Ouest, 1879)
Marchandises	0^{c},70	(Ouest, 1874)

Nouveau réseau :

Voyageurs	— 12^{c},81	(P.-L.-M., 1872)
Marchandises	— 10^{c},95	(P.-L.-M., 1872)

§ 7. — PRIX DE REVIENT ET TARIFS MOYENS PERÇUS SUR QUELQUES RÉSEAUX DE CHEMINS DE FER A L'ÉTRANGER.

Il peut être intéressant de connaître le prix de revient du

transport d'une tonne de marchandises à 1 kilomètre sur divers réseaux à l'étranger, réseaux d'État et réseaux de Compagnies. Nous avons appliqué aux résultats d'exploitation de ces réseaux la méthode approximative de calcul du prix de revient de l'exploitation en 1879, 1880 et 1881; les réseaux indiqués au tableau suivant, forment les principales lignes de l'Allemagne, de l'Autriche-Hongrie et de la Belgique.

RÉSEAUX.	PRIX DE REVIENT de l'exploitation par tonne nette kilométrique.		
	1879	1880	1881
	centimes	centimes	centimes
État de Bade.	3,74	3,38	3,37
État de Bavière.	3,30	3,49	3,31
État de Saxe.	3,42	3,31	3,24
Chemins d'Alsace-Lorraine.	2,91	3,05	2,88
Chemins de fer d'État allemands.	3,17	2,96	2,85
Chemins de fer concédés exploités par l'État allemand.	2,49	2,38	2,50
Chemins concédés allemands.	2,81	3,19	3,10
Réseau allemand.	2,93	2,89	2,83
Société autrichienne.	3,42	3,27	3,15
Nord autrichien.	»	2,66	2,58
État hongrois.	»	»	3,52
Réseau austro-hongrois.	3,66	3,66	3,42
État belge.	2,81	2,82	»
Réseau d'intérêt général français.	2,92	2,82	2,80

Les limites entre lesquelles varie le prix de revient de l'exploitation par tonne kilométrique sont assez étendues; les limites extrêmes sont 3c,74 (État de Bade, 1879)

et 2f,38 (chemins concédés exploités par l'État allemand, 1880).

Le tableau précédent donne lieu aux observations suivantes :

1° De 1879 à 1881, le prix de revient de l'exploitation tend, en général, à décroître;

2° Les prix de revient du transport d'une tonne à 1 kilomètre sont très sensiblement les mêmes sur l'ensemble du réseau allemand (*), sur le réseau d'intérêt général français et sur le réseau de l'État belge ;

3° Les prix de revient les plus élevés sont ceux de l'ensemble du réseau austro-hongrois;

4° Les prix de revient les plus bas sont obtenus sur le réseau des chemins de fer allemands concédés à des Compagnies, mais exploités par l'État. Il faut ajouter que les seuls importants de cette catégorie de chemins de fer sont les lignes à gros transports de houille des Compagnies de la Haute-Silésie et de la Marche-de-Berg, et que les réseaux sur lesquels les transports de houille prédominent ont toujours des prix de revient faibles.

La connaissance de ce que coûte le transport d'une tonne à 1 kilomètre ne constitue, comme on l'a vu, que la moitié de la solution de la question d'exploitation.

Pour juger le rendement d'une ligne, il faut à côté du prix de revient mettre le tarif moyen perçu, la différence donne le produit net par tonne kilométrique.

Le tableau suivant donne les tarifs moyens perçus par tonne kilométrique sur un certain nombre de réseaux étrangers.

(*) Les prix de revient relatifs aux divers réseaux situés en Allemagne et s[e] rapportant à l'année 1879 sont supérieurs de 25 p. 100 aux prix de revient [que] nous avons indiqués dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, 1882, tome [...] page 297 (*Tarif des chemins de fer de l'État belge*). Dans la présente [...] tous les prix de revient sont exprimés en centimes, tandis que dans notre tr[...] de 1882, les prix de revient allemand et autrichien représentent des pfen[...] 100e partie du marc).

RÉSEAUX.	LONGUEUR moyenne exploitée à la fin de 1881.	TARIF MOYEN perçu par tonne kilométrique.		
		1879	1880	1881
	kilom.	centimes	centimes	centimes
État de Bade.	1.305	7,31	7,00	6,73
État de Bavière.	4.211	6,33	6,59	6,47
État de Saxe.	1.982	6,48	6,47	6,49
Chemins d'Alsace-Lorraine.	1.173	5,09	5,15	5,01
Chemins de fer d'État allemands. . .	22.242	5,89	5,66	5,56
Chemins de fer concédés exploités par l'Etat allemand.	3.556	4,98	4,72	4,74
Chemins de fer concédés allemands.	7.603	5,66	5,92	5,99
Réseau allemand.	33.406	5,63	5,52	5,47
Société autrichienne.	2.009	7,92	7,98	7,75
Nord autrichien.	694	7,11	6,95	6,81
État hongrois..	2.646	»	»	5,55
Réseau austro-hongrois..	18.124	7,78	7,66	7,37
État belge.	2.699	4,96	4,86	»
Réseau d'intérêt général français.. .	24.249	5,95	5,95	5,88

Les variations du tarif moyen perçu par tonne et par kilomètre sont assez sensibles quand on passe d'un réseau à l'autre dans le tableau précédent. Les tarifs les plus bas perçus pour le transport de la petite vitesse sont ceux des chemins de fer de l'État belge (4c,86, en 1880) et des lignes à transport de houille du réseau des chemins concédés allemands exploités par l'État (4c,72, en 1880). Le tarif perçu le plus élevé est celui de la Société autrichienne (7c,98, en 1880).

On peut, en outre, conclure des chiffres du tableau précédent que :

1° Le tarif moyen perçu pour les transports en petite

vitesse est, sur l'ensemble du réseau allemand, un peu plus faible que celui perçu sur l'ensemble du réseau français d'intérêt général, 5°,63 (1879), et 5°,47 (1881), en Allemagne, 5°,95 (1879), et 5°,88 (1881) en France;

2° Les tarifs moyens perçus du réseau austro-hongrois sont notablement plus élevés que ceux des réseaux allemand et français, 7°,78 (1879), et 7°,37 (1881);

3° Le tarif moyen perçu pour la petite vitesse a une tendance générale décroissante sur l'ensemble des réseaux allemand, austro-hongrois, belge et français.

4° Le produit net (différence entre la recette et la dépense d'exploitation) s'élève sur l'ensemble des réseaux en Autriche-Hongrie à 4°,12 (1879), et à 3°,95 (1881), en Allemagne à 2°,70 (1879), et à 2°,64 (1881), en Belgique à 2°,15 (1879), et à 2°,04 (1880), et en France à 3°,03 (1879), et à 3°,08 (1881). Ce produit net est maximum en Autriche, et minimum en Belgique, sur le réseau de l'État

Nous indiquons encore, dans le tableau suivant, le tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre, de 1879 à 1881, sur l'ensemble des réseaux allemand, austro-hongrois, belge et français :

RÉSEAUX.	TARIF MOYEN perçu par voyageur et par kilomètre.		
	1879	1880	1881
	centimes	centimes	centimes
Réseau allemand.	4,42	4,40	4,37
Réseau austro-hongrois.	5,58	5,66	5,61
Réseau français (intérêt général).. . .	5,17	5,04	4,99
Réseau belge (État).	3,72	3,85	»

Le tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre est le plus faible en Belgique, où il est descendu à 3°,72, en

1879; en Allemagne, il s'est élevé à 4c,42, en 1879, et à 4c,37, en 1881. En Autriche-Hongrie, ce tarif est resté à peu près constant; il a diminué en France de 5c,17 (1879), à 4c,99 (1881). Le tarif moyen perçu par voyageur est le plus élevé sur le réseau austro-hongrois.

§ 8. — PARCOURS MINIMUM RÉMUNÉRATEUR DES VOYAGEURS ET DES MARCHANDISES.

Nous appellerons parcours minimum rémunérateur des voyageurs et des marchandises, ou simplement parcours rémunérateur, la distance à laquelle doit s'effectuer le transport d'un voyageur ou d'une tonne de marchandises pour que la recette couvre les frais de transport. Tout voyageur et toute tonne de marchandises transportés à une distance inférieure au parcours rémunérateur donne lieu, pour le chemin de fer, à une dépense supérieure à la recette, et lui cause une perte. Si le parcours moyen de tous les transports était inférieur au parcours rémunérateur l'administration d'un chemin de fer serait en perte pour chaque tonne qu'elle transporte. La limite inférieure du parcours moyen doit être le parcours rémunérateur.

Il semble, à priori, en particulier en ce qui concerne les marchandises pour lesquelles, sur l'ensemble du réseau français, nous avons constaté plus haut une différence positive entre le tarif moyen perçu et le prix de revient par tonne, qu'il ne puisse pas y avoir de parcours minimum rémunérateur, puisque le tarif moyen perçu par tonne kilométrique est supérieur au prix de revient des transports par tonne et par kilomètre.

Mais on a vu aussi que le prix de revient et le tarif moyen perçu ne sont que des chiffres de statistique, des moyennes générales. Il est facile de remarquer en analysant les différentes opérations du transport d'une tonne de marchandises que ces opérations donnent lieu à deux catégories de dépenses, à savoir :

1° Dépenses faites avant et après le transport des marchandises, soit dans la gare de départ, soit dans la gare d'arrivée (réception, vérification, pesage, enregistrement, manutention, chargement et déchargement des marchandises, intérêt et amortissement du capital de construction des bâtiments et des voies affectées au service des marchandises); il y a une série d'opérations, et par suite de dépenses analogues pour le service des voyageurs;

2° Dépenses occasionnées par le fait du transport, depuis le moment du départ du voyageur ou de la marchandise de la gare expéditrice jusqu'à celui de l'arrivée dans la gare destinataire; elles sont relatives au transport proprement dit, elles varient en raison directe du parcours effectué.

La première catégorie de dépenses est indépendante du parcours du voyageur ou de la marchandise; la deuxième dépend exclusivement du parcours, et croît proportionnellement avec lui.

Il en résulte que les dépenses indépendantes du parcours sont les mêmes pour toute tonne de marchandises à quelque distance qu'elle soit transportée; par suite, si pour les faibles distances, on répartit ces dépenses indépendantes du parcours sur la distance de transport, le prix de revient par tonne et par kilomètre est supérieur à la moyenne générale que nous avons indiquée plus haut. Il existe donc un parcours minimum auquel il faut transporter une tonne de marchandises pour que le tarif moyen perçu sur ce parcours soit égal à la somme des dépenses indépendantes et dépendantes du parcours, exigées pour le transport de cette tonne de marchandises.

Il suffit pour obtenir une équation, dans laquelle l'inconnue serait le parcours rémunérateur, de connaître la valeur des dépenses dépendantes et indépendantes du parcours d'une tonne de marchandises.

Nous avons déterminé quelles étaient les dépenses de chacune de ces deux catégories :

1° Par voyageur et par kilomètre,

2° Par tonne nette et par kilomètre,

sur les réseaux de la Société autrichienne I. R. P. des chemins de fer de l'État (*).

Les données numériques nécessaires, pour le calcul des chiffres correspondants sur le réseau des chemins de fer français, nous ayant fait défaut, nous nous servirons des résultats obtenus sur les lignes de la grande Compagnie autrichienne, et nous ferons subir à ces résultats des modifications proportionnelles aux différences entre le prix de revient des transports sur le réseau de la Société autrichienne et le prix de revient des sept principaux réseaux de chemins de fer en France.

Le prix de revient, pendant une période de 9 ans sur les lignes de la Société autrichienne, s'élève à :

Voyageur kilométrique	0f,0498
Tonne nette kilométrique	0f,0517

Ces prix de revient se décomposent comme il suit :

	VOYAGEURS.	MARCHANDISES.
Exploitation	0f,0263	0f,0242
Intérêt et amortissement .	0f,0235	0f,0275
	0f,0498	0f,0517

Les dépenses indépendantes du parcours sont, par voyageur de 0f,79, par tonne de marchandises de 1f,48, et se décomposent ainsi :

	VOYAGEURS.	MARCHANDISES.
Exploitation	0f,42	0f,696
Intérêt et amortissement . . .	0f,37	0f,787
	0f,79	1f,483

(*) Mémoire sur le prix de revient des transports par chemins de fer (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1873, 2e semestre, t. X).

Les dépenses dépendantes du parcours, c'est-à-dire celles faites pendant le transport, sont, par voyageur kilométrique de 0f,038, par tonne brute (véhicule et marchandises) kilométrique de 0f,0162. Ces dépenses se répartissent de la manière suivante :

	VOYAGEURS.	MARCHANDISES.
Exploitation	0f,020	0f,0076
Intérêt et amortisssment . .	0f,018	0f,0086
	0f,038	0f,0162

A l'aide de ces données, il a été possible d'établir la formule servant au calcul du parcours rémunérateur d'une tonne de marchandises.

Soit x le parcours rémunérateur, c'est-à-dire la distance à laquelle devra être transportée toute tonne de marchandises pour que l'administration du chemin de fer soit indemnisée de ses dépenses ;

Soient p_a le prix de revient moyen du transport d'une tonne nette à 1 kilomètre sur le réseau de la Société autrichienne ;

p_f le prix de revient moyen correspondant en France ;

p'_a les dépenses dépendantes du parcours par tonne brute et par kilomètre de la Société autrichienne ;

p''_a les dépenses indépendantes du parcours par tonne nette sur le réseau de la Société autrichienne ;

P le poids mort moyen traîné par tonne nette ;

t_f le tarif moyen perçu par tonne nette kilométrique en France.

On aura pour calculer x la formule :

$$\frac{p_f}{p_a}\left[p''_a + p'_a(1 + \mathrm{P})\,x\right] = t_f\,x$$

P est égal, en Autriche à 1t,50, de sorte que 1 + P est égal à 2t,50. Sur le réseau de la Société autrichienne, le parcours rémunérateur serait donné par la formule :

$$p''_a + p'^a (1 + P)\, x = t_a\, x$$

t_a étant le tarif moyen perçu par tonne nette kilométrique sur les lignes de la Société autrichienne.

Le calcul du parcours rémunérateur des voyageurs se fait à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{P_f}{P_a}(P''_a + P'_a\, x) = T_f\, x$$

P_a et P_f étant les prix de revient du transport des voyageurs en Autriche et en France, P''_a et P'_a les dépenses indépendantes et dépendantes du parcours par voyageur et kilomètre en Autriche, T_f le tarif moyen perçu par voyageur et par kilomètre en France.

Les chiffres afférents au réseau français étant déterminés d'après la formule qui vient d'être indiquée, il est aisé d'obtenir le parcours rémunérateur.

§ 9. — CAS OU LES DÉPENSES DE TRANSPORT COMPRENNENT CELLES D'EXPLOITATION ET CELLES D'INTÉRÊT DU CAPITAL.

Ce parcours rémunérateur du transport des marchandises sur l'ensemble des réseaux des grandes Compagnies s'est élevé de 1872 à 1874 à $118^k,6$; le parcours moyen effectif d'une tonne de marchandises a été dans le même laps de temps de $132^k,4$.

Sur l'ancien réseau des grandes Compagnies les chiffres respectifs pendant la même période sont :

Parcours rémunérateur.	$64^k,4$
Parcours moyen effectif.	$152^k,2$

Sur le nouveau réseau ces résultats deviennent

Parcours rémunérateur. . . . . ,	$193^k,2$
Parcours moyen effectif.	$88^k,5$

Nous avons calculé de même le parcours minimum rémunérateur des marchandises P. V., en 1880, et nous avons trouvé que, sur l'ensemble des lignes des sept grands

réseaux français, le parcours minimum nécessaire pour couvrir toutes les dépenses était égal à 81k,8.

Le parcours moyen effectif a été en 1880 de 128 kilomètres; il y a donc une différence de 46k,2 entre le parcours moyen effectif et le parcours minimum rémunérateur.

Le tableau suivant donne les indications pour la période de 1872 à 1874 et pour l'année 1880.

RÉSEAUX.	MARCHANDISES (TONNES)		
	parcours moyen.	parcours rémunérateur.	DIFFÉRENCE.
	PÉRIODE DE 1872 A 1874.		
	kilomètres	kilomètres	kilomètres
Ancien réseau.. . . .	152,2	64,4	+ 87,8
Nouveau réseau.. . .	88,5	193,2	— 104,7
Réseaux réunis.. . .	132,4	118,6	+ 13,8
	ANNÉE 1880.		
Réseaux réunis.. . .	128,0	81,8	+ 46,2

Il résulte de ces chiffres que, sur l'ancien réseau, le parcours rémunérateur est inférieur au parcours moyen réel d'une tonne de marchandises; le contraire a lieu sur le nouveau réseau.

Les chiffres inscrits à la colonne « différence » indiquent, suivant que cette différence est positive ou négative, la quantité dont le parcours moyen réel peut être diminué ou doit être augmenté, afin de rendre les dépenses totales de transport égales aux recettes de l'exploitation. Sur l'ensemble des réseaux, cette différence positive n'est que de $13^{km},8$ pendant la période de 1872 à 1874, et s'élève à $46^{km},2$, en 1880. Il y a donc une amélioration sensible

accusée par le chiffre de 1880 par rapport à celui de 1872 à 1874. On a déjà vu plus haut que e prix de revient avait diminué, et que le tarif moyen perçu était resté sensiblement le même ; c'est dans ces motifs que réside l'augmentation de 13^{km},8 à 46^{km},2.

Sur le nouveau réseau, de 1872 à 1874, il faudrait, afin de pouvoir faire face à toutes les dépenses, que le parcours moyen d'une tonne au lieu de n'atteindre que 88^{km},5 fût au moins égal à 193^{km},2.

En 1880, la différence est encore négative mais n'atteint pas 104^{km},7.

Considérés à un point de vue absolue, les chiffres du tableau qui précède, permettent de tirer les conclusions suivantes :

1° Le parcours moyen d'une tonne de marchandises diminue d'une année à l'autre sur l'ensemble des réseaux des grandes Compagnies et de l'État ; cette diminution est supérieure à 3 p. 100, depuis la période de 1872 à 1874, jusqu'à l'année 1880.

2° Le parcours rémunérateur, s'appliquant aux réseaux réunis à décru également, mais en suivant une progression beaucoup plus rapidé que le parcours moyen d'une tonne de marchandises. Le parcours rémunérateur des marchandises de petite vitesse en 1880 est de 31 p. 100 inférieur au parcours rémunérateur correspondant à la période de 1872 à 1874.

Le tableau suivant montre mieux, sur les anciens réseaux, cette décroissance du parcours moyen et du parcours rémunérateur de la petite vitesse.

L'étude de détail de l'ancien réseau de chacune des six grandes Compagnies amène aux résultats du tableau suivant qui donnent une moyenne s'appliquant à la période de 1872 à 1874 et à l'année 1880.

ANCIEN RÉSEAU.	MARCHANDISES (TONNES).		
	parcours moyen.	parcours rémunérateur.	DIFFÉRENCE.
	PÉRIODE DE 1872 A 1874.		
	kilomètres	kilomètres	kilomètres
Nord	101,70	62,1	+ 39,6
Est	90,30	63,6	+ 36,7
Ouest	112,90	79,5	+ 33,4
Orléans	186,00	37,4	+ 148,6
P.-L.-M	208,00	69,3	+ 138,7
Midi	155,00	59,4	+ 95,6
	ANNÉE 1880.		
Nord	95,1	48,9	+ 46,2
Est	66,3	42,6	+ 23,7
Ouest	120,1	66,2	+ 53,9
Orléans	174,1	31,0	+ 143,1
P.-L.-M	179,7	61,3	+ 118,4
Midi	127,9	33,1	+ 94,8

Les données du tableau qui précède montrent :

1° Que ce sont les Compagnies d'Orléans et du Midi qui ont les plus petits parcours minima rémunérateurs;

2° Qu'en 1880 ces parcours rémunérateurs sont sensiblement plus faibles que ceux de 1872 à 1874;

3° Que les résultats de 1880 sont plus favorables que ceux de 1872 à 1874, et qu'il convient, comme plus haut, d'attribuer cette amélioration surtout à la diminution du prix de revient du transport par tonne kilométrique.

§ 10. — CAS OU DANS LES DÉPENSES DE TRANSPORT ON NE TIENT COMPTE QUE DE CELLES D'EXPLOITATION.

Le parcours rémunérateur est dans ce cas de beaucoup inférieur à celui calculé précédemment, puisqu'il ne s'agit plus que de couvrir les frais d'exploitation.

Les procédés de calcul sont les mêmes que dans le cas précédent, et l'on arrive aux résultats consignés ci-après s'appliquant à la période 1872 à 1874, d'une part, et à l'année 1880, d'autre part.

RÉSEAUX.	VOYAGEURS.			MARCHANDISES.		
	parcours moyen.	parcours rémunérateur.	DIFFÉRENCE.	parcours moyen.	parcours rémunérateur.	DIFFÉRENCE.
PÉRIODE DE 1872 A 1874.						
	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.
Ancien réseau.. . . .	37,1	12,2	+ 24,9	152,2	20,4	+ 131,8
Nouveau réseau.. . . .	33,1	30,6	+ 2,5	88,5	30,1	+ 58,4
Réseaux réunis.	36,1	14,8	+ 21,3	132,4	23,6	+ 108,8
ANNÉE 1880.						
Réseaux réunis et État.	35,5	15,2	+ 20,3	128,0	21,2	+ 106,8

Lorsque les dépenses d'exploitation entrent seules en ligne de compte, et qu'on fait abstraction des dépenses d'intérêt et d'amortissement du capital de construction, on voit que les parcours rémunérateurs correspondants sont toujours inférieurs aux parcours moyens réels.

La différence entre le parcours moyen et le parcours rénumérateur est même, en général, assez grande, sauf pour le transport des voyageurs du nouveau réseau; dans ce cas, cette différence n'est que $2^{km},5$ de 1872 à 1874.

Si l'on considère les chiffres qui s'appliquent à l'ensemble des réseaux, on constate qu'il n'y a qu'une assez faible variation des parcours rémunérateurs pour les voyageurs et les marchandises, et que les différences égales à $21^{km},3$, et $108^{km},8$ de 1872 à 1874, ont atteint respectivement $20^{km},3$ et $106^{km},8$, en 1880.

Les indications du tableau qui précède amènent encore les conclusions suivantes :

1° En ce qui concerne le trafic des voyageurs, le parcours minimum rémunérateur, lorsqu'il ne s'agit que de couvrir les dépenses d'exploitation, est 2,5 fois plus grand sur le nouveau réseau que sur l'ancien réseau ; le parcours moyen des voyageurs du nouveau réseau est de 4 kilomètres inférieur à celui des voyageurs de l'ancien réseau.

2° Le parcours rémunérateur relatif aux marchandises de la petite vitesse se trouve être, sur le nouveau, réseau de 50 p. 100 environ supérieur au parcours rémunérateur de l'ancien réseau.

3° Le parcours minimum rémunérateur, correspondant aux dépenses de l'exploitation est supérieur, en 1880, pour le transport des voyageurs sur les réseaux réunis, au parcours rémunérateur afférent à la période de 1872 à 1874. L'inverse a lieu en ce qui concerne les parcours rémunérateurs de la petite vitesse.

Il est intéressant de chercher quels sont, sur chacun des deux réseaux des six grandes Compagnies et sur le réseau de l'État, les parcours rémunérateurs correspondant aux dépenses d'exploitation seulement. Ces parcours sont indiqués dans le tableau suivant dont les chiffres représentent la moyenne des années 1872, 1873 et 1874, d'une part, et les chiffres relatifs à l'année 1880, d'autre part.

RÉSEAUX.	VOYAGEURS. parcours moyen.	VOYAGEURS. parcours rémunérateur.	VOYAGEURS. DIFFÉRENCE.	MARCHANDISES. parcours moyen.	MARCHANDISES. parcours rémunérateur.	MARCHANDISES. DIFFÉRENCE.
ANCIEN RÉSEAU.						
Période de 1872 à 1874.						
	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.	kilom.
Nord.	33,5	11,1	+ 22,4	101,7	23,0	+ 78,7
Est.	28,5	16,8	+ 11,7	90,3	30,1	+ 60,2
Ouest.	»	15,4	+ 36,9	112,9	24,5	+ 88,4
Orléans.	62,0	11,3	+ 50,7	186,0	15,5	+ 170,5
P.-L.-M.	55,0	11,3	+ 43,7	208,0	17,5	+ 190,5
Midi.	57,0	12,2	+ 44,8	135,0	12,8	+ 122,2
Année 1880.						
Nord.	33,8	12,2	+ 21,6	95,1	19,2	+ 75,9
Est.	19,4	13,6	+ 5,8	66,3	21,9	+ 44,4
Ouest.	21,9	22,3	— 0,4	120,1	23,0	+ 97,1
Orléans.	59,7	10,9	+ 48,8	174,1	14,4	+ 159,7
P.-L.-M.	51,1	9,6	+ 41,5	179,7	16,9	+ 162,8
Midi.	52,8	11,8	+ 41,0	127,9	12,7	+ 114,2
NOUVEAU RÉSEAU.						
Période de 1872 à 1874.						
Nord.	»	»	»	»	»	»
Est.	32,8	28,2	+ 4,6	88,7	39,0	+ 49,7
Ouest.	24,7	41,8	— 17,1	96,9	58,4	+ 38,5
Orléans.	39,0	24,1	+ 41,9	109,0	31,3	+ 77,7
P.-L.-M.	32,0	62,3	— 35,0	36,7	60,5	— 23,8
Midi.	35,3	»	»	50,5	27,6	+ 22,9
Année 1880.						
Nord.	27,4	20,9	+ 6,5	59,0	31,6	+ 27,4
Est.	31,7	26,6	+ 5,1	86,3	30,0	+ 56,3
Ouest.	23,1	99,0	— 65,9	64,1	54,8	+ 9,3
Orléans.	36,5	23,9	+ 12,6	130,1	27,5	+ 102,6
P.-L.-M.	32,9	45,6	— 12,7	49,0	43,4	+ 5,6
Midi.	50,6	»	»	44,2	35,8	+ 8,4
Etat.	34,8	»	»	70,8	56,6	+ 14,2

Les conséquences suivantes peuvent être déduites du tableau précédent.

Sur les lignes de l'ancien réseau, la différence entre le

parcours moyen effectif et le parcours rémunérateur correspondant aux dépenses d'exploitation est positive, pendant la période de 1872 à 1874, tant pour les voyageurs que pour les marchandises. En 1880, cette différence est également positive, sauf pour les voyageurs sur l'ancien réseau de l'Ouest.

Les voyageurs de l'ancien réseau doivent donc être transportés, de 1872 à 1874, à des distances variables de $11^{km},3$ à $16^{km},8$, suivant la Compagnie, et en 1880, de $9^{km},6$ (P.-L.-M.) à $22^{km},3$ (Ouest), pour que les dépenses d'exploitation résultant du transport soient couvertes par les tarifs moyens perçus.

Quant aux marchandises, les parcours rémunérateurs correspondant aux dépenses d'exploitation sont toujours inférieures sur les lignes de l'ancien réseau aux parcours moyens effectifs. Ce parcours rémunérateur varie, pendant la période 1872 à 1874, entre $12^{km},8$ (Midi) et 30,1 kilomètres (Est), et pendant l'année 1880, entre $12^{k},7$ (Midi) et 23 kilomètres (Ouest).

Sur le nouveau réseau, le parcours rémunérateur des dépenses de l'exploitation devient, sur quelques lignes, supérieur au parcours moyen réel ; en général pourtant, la différence entre les deux parcours est positive. En 1880, il n'y a plus de différence négative pour les marchandises sur aucune des lignes du nouveau réseau.

Dans la période de 1872 à 1874, et sur l'ensemble des nouveaux réseaux, il faut qu'un voyageur soit transporté au moins à $30^{km},6$ et qu'une tonne de marchandises parcoure en moyenne au moins $30^{km},1$, pour que les dépenses d'exploitation occasionnées par le transport soient couvertes.

Des parcours supérieurs à $30^{km},6$ pour les voyageurs [illegible] à $30^{km},1$ pour les marchandises, donnent un produit [illegible] Tous les transports de voyageurs et de marchand[illegible] effectués à des distances inférieures respectivement à [illegible]

parcours rémunérateurs indiqués ci-dessus, constituent le nouveau réseau en perte.

§ 11. — DÉPENSE D'EXPLOITATION PAR TRAIN KILOMÉTRIQUE ET PAR AN.

Une des unités auxquelles on rapporte, surtout en France, les recettes et les dépenses de l'exploitation des chemins de fer, est le kilomètre de train. Quelque défectueuse que soit cette unité, puisqu'elle ne tient pas compte du poids du train, et par conséquent du travail effectué, nous allons nous en servir pour calculer la dépense d'exploitation que nécessite le kilomètre de train pendant une année. En d'autres termes, le chiffre obtenu sera ce que coûtera, par an et par kilomètre, un train régulier mis en circulation chaque jour de l'année.

Indiquons d'abord la dépense par train kilométrique, en 1880, dans quelques États de l'Europe. En regard de la dépense kilométrique nous mettons la recette par train et par kilomètre, sans laquelle le chiffre de la dépense n'aurait que peu de valeur.

RÉSEAUX (ANNÉE 1880).	DÉPENSE d'exploitation par train et par kilomètre.	RECETTE par train et par kilomètre.	DIFFÉRENCE ou produit net.	RAPPORT de la dépense à la recette.
	francs	francs	francs	p. 100
État de Bade	2,45	4,64	2,19	53
— Bavière	2,69	4,76	2,07	57
— Saxe	2,73	4,88	2,15	56
Chemins de l'Alsace-Lorraine	3,03	5,24	2,21	58
Chemins de fer d'Etat allemands.	2,69	5,04	2,35	53,2
Chemins de fer concédés exploités par l'Etat en Allemagne	2,84	5,74	2,90	49,3
Chemins concédés allemands	2,80	5,09	2,29	55
Société autrichienne	3,82	9,04	5,22	42
Nord autrichien	4,24	11,02	6,78	39
Réseau allemand	2,72	5,14	2,42	52,9
— austro-hongrois	3,80	7,65	3,85	49,6
— français (Intérêt général).	2,78	5,57	2,79	49,8

Ce tableau montre qu'en Autriche-Hongrie la dépense d'exploitation par train kilométrique est la plus élevée; mais aussi que ce pays a la meilleure recette par train et par kilomètre. Aussi le produit net par train kilométrique s'élève en Autriche-Hongrie à 3f,85, tandis qu'il n'atteint en Allemagne que 2f,42, et en France 2f,79.

Le coefficient d'exploitation se trouve être, en 1880, plus faible sur le réseau austro-hongrois que sur le réseau allemand et sur le réseau français.

Si nous considérons maintenant les dépenses annuelles d'un train kilométrique on arrive, en 1880, pour l'ensemble du réseau d'intérêt général en France à 1 015 francs.

Pendant la période de 1872 à 1874, les dépenses kilométriques annuelles d'un train régulier se sont élevées sur l'ensemble des réseaux des six Compagnies principales et de l'État (pour l'année 1880) aux chiffres suivants :

RÉSEAUX.	DÉPENSE D'EXPLOITATION PAR TRAIN KILOMÉTRIQUE ANNUEL.			
	1872	1873	1874	1880
	francs	francs	francs	francs
Ancien réseau..........	1 104	1 122	1 104	»
Nouveau réseau..........	1 058	1 095	1 080	»
Réseaux réunis et État.....	1 091	1 114	1 097	1 015

On peut tirer de ces chiffres les conclusions suivantes :

Les dépenses d'exploitation qu'entraîne un train régulier par kilomètre et par an sont en nombre rond, de 1872 à 1874.

Sur l'ancien réseau...... de 1 110 francs.
Sur le nouveau réseau.... de 1 079 —
Sur l'ensemble des réseaux. . de 1 100 —

Ces dépenses ne subissent que de faibles variations, [illegible]

sont à peu de choses près, les mêmes sur l'ancien et le nouveau réseau.

Il est aisé de déduire de là une méthode de calcul de la dépense d'exploitation approximative sur une ligne de chemin de fer dont le nombre de trains réguliers dans chaque sens est fixé, et en particulier, sur une ligne à construire dont connaît à l'avance le service futur des trains.

Il suffit, en effet, si la ligne appartient soit à l'ancien, soit au nouveau réseau, de multiplier le nombre de trains réguliers circulant chaque jour dans les deux sens par les chiffres représentant la dépense kilométrique annuelle d'un train soit sur l'ancien, soit sur le nouveau réseau.

Quant aux chiffres s'appliquant aux deux réseaux de chaque grande Compagnie et au réseau de l'État, ils sont mentionnés dans le tableau suivant :

RÉSEAUX	DÉPENSES D'EXPLOITATION PAR TRAIN KILOMÉTRIQUE ANNUEL.				RECETTE par train et par kilomètre en 1880.
	1872	1873	1874	1880	
			ANCIEN RÉSEAU.		
	francs	francs	francs	francs	francs
Nord	1,085	1,101	1,093	958	5,62
Est	1,153	1,318	1,183	1,029	5,44
Ouest	1,017	988	975	927	5,13
Orléans	949	905	894	1,084	7,16
P.-L.-M.	1,191	1,219	1,217	1,066	7,13
Midi	1,117	1,110	1,106	1,095	8,22
			NOUVEAU RÉSEAU ET ÉTAT.		
Nord	»	»	»	894	3,77
Est	1,080	1,249	1,176	996	4,56
Ouest	1,059	1,091	1,058	974	3,38
Orléans	971	916	974	1,015	4,49
P.-L.-M.	1,301	1,352	1,329	1,102	3,99
Midi	1,058	1,026	1,066	1,080	4,15
État	»	»	»	730	2,60

La dépense d'exploitation par train kilométrique et par an est comprise, en 1880, sur l'ancien réseau, entre 927 francs (Ouest), et 1 095 francs (Midi). De 1872 à 1874, cette dépense a oscillé entre 894 francs (Orléans, 1874), et 1 318 francs (Est, 1873). Si l'on compare, pour 1880, la recette par train kilométrique aux dépenses d'exploitation par train kilométrique annuel, on voit que les recettes les plus élevées correspondent aux plus fortes dépenses et inversement. En outre, en se reportant aux précédents tableaux des prix de revient du transport par tonne kilométrique, on constate que ce prix de revient est en général le plus faible sur les lignes dont les recettes et les dépenses d'exploitation par train et par kilomètre sont les plus élevées.

Les dépenses d'exploitation par train kilométrique annuel sont, en général, plus faibles en 1880 que dans la période de 1872 à 1874.

Sur le nouveau réseau, la dépense la plus faible, en 1880, est de 750 francs (État) et de 894 francs (Nord), et la plus forte de 1 102 francs (P.-L.-M.). De 1872 à 1874 la plus forte dépense a atteint 1 332 francs (P.-L.-M., 1873), et la plus faible 916 francs (Ouest, 1873).

§ 12. — PRIX DU PÉAGE ET DU TRANSPORT DU CAHIER DES CHARGES.

L'article 42 du cahier des charges fixe les taxes que les Compagnies de chemins de fer sont autorisées à percevoir pour le transport des voyageurs et des marchandises, et indique la répartition des taxes entre le péage et le transport. Les rapports qui existent entre les droits de péage et les prix de transport dont la somme constitue la taxe à percevoir sont les suivants :

NATURE DES TRANSPORTS.	TAXE DES TRANSPORTS.		
	Droits de péage.	Prix de transport.	Taxe totale.
	p. 100	p. 100	
Voyageurs. — 1re classe.	67,00	33,00	100
Voyageurs. — 2e classe..	66,67	33,33	100
Voyageurs. — 3e classe..	67,28	32,72	100
Marchandises à grande vitesse.	55,56	44,44	100
Marchandises à petite vitesse. — 1re cl.	56,25	43,75	100
Marchandises à petite vitesse. — 2e cl.	57,14	42,86	100
Marchandises à petite vitesse. — 3e cl.	60,00	40,00	100
Marchandises à petite vitesse. — 4e cl.	56,25	43,75	100
	60,00	40,00	100
	62,50	37,50	100

La fraction de la taxe à percevoir comme droit de péage, d'après l'article 42 du cahier des charges, par tonne et par kilomètre, pour les transports en petite vitesse, est comprise entre 56,25 p. 100, et 62,50 p. 100 de la taxe totale.

En face des chiffres du tableau qui précède et qui indiquent le rapport entre le péage et le prix du transport, il est intéressant de placer les rapports donnés par les résultats de l'exploitation, sur l'ancien et sur le nouveau réseau, entre le prix de revient de l'intérêt et de l'amortissement et le prix de revient de l'exploitation par tonne nette kilométrique, et de comparer ces rapports avec ceux ci-dessous mentionnés que le cahier des charges fixe entre le droit de péage et le droit de transport.

On obtient les rapports suivants entre la dépense d'exploitation et la dépense d'intérêt et d'amortissement par tonne kilométrique de petite vitesse dont la somme forme le prix de revient total :

ANNÉES.	PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS.			
	ANCIEN RÉSEAU.		NOUVEAU RÉSEAU.	
	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).
	p. 100	p. 100	p. 100	p. 100
1872	44,6	55,4	60,0	40,0
1873	43,4	56,6	57,3	42,7
1874	44,5	55,5	57,0	43,0
—	—	—	—	—
1879	45,6	54,4	54,9	45,1
1880	44,2	55,8	53,8	46,2
1881	43,6	56,4	53,6	46,4

Le prix de revient de l'intérêt et de l'amortissement du capital oscille, sur l'ancien réseau, entre 43, 4 p. 100 (1873), et 45,6 p. 100 (1879), du prix de revient total du transport d'une tonne à 1 kilomètre.

Sur le nouveau réseau, les deux limites sont 53, 6 p. 100 (1881), et 60 p. 100 (1872), et l'on constate une diminution constante du péage de 1872 à 1881 ; tandis que la dépense de transport a une valeur relative qui va constamment en augmentant.

Le rapport du prix de revient du péage au prix de revient total suit, sur l'ancien réseau, une marche décroissante de 1879 à 1881.

En comparant les résultats contenus dans les deux tableaux qui précèdent, il est facile de voir que le droit de péage des tarifs de petite vitesse, dont la valeur relative est comprise entre 56,25 p. 100 et 62,50 p. 100 de la taxe de ces tarifs, est toujours supérieur aux fractions qui représen- tent le prix de revient du péage sur l'ancien réseau compris entre 43,4 p. 100 et 45, 6 p. 100 du prix de revient tot

Sur le nouveau réseau les fractions du prix de revient représentant le péage et les frais de transport se rapprochent beaucoup plus que sur l'ancien des proportions qui figurent au cahier des charges entre le péage et le prix du transport.

Les résultats fournis par l'exploitation des chemins de fer montrent donc que la part assignée au péage dans les taxes du cahier des charges, pour les transports de la petite vitesse, est supérieure à celle que la statistique indique pour la fraction qui représente le péage dans le prix de revient total du transport d'une tonne à 1 kilomètre.

L'analyse des résultats obtenus sur l'ancien et le nouveau réseau des Compagnies et sur le réseau de l'Etat donne les chiffres des deux tableaux suivants :

ANCIEN RÉSEAU.	PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS.			
	ANNÉE 1872.		ANNÉE 1881.	
	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).
	p. 100	p. 100	p. 100	p. 100
Nord	38,8	61,2	39,6	60,4
Est	31,1	68,9	31,2	68,8
Ouest	42,0	58,0	41,4	58,6
Orléans	40,6	59,4	39,2	60,8
P.-L.-M.	48,9	51,1	49,5	50,5
Midi	51,0	49,0	43,5	56,5

Les chiffres relatifs à la Compagnie de l'Est sont ceux qui s'écartent le plus des données du cahier des charges ; ceux qui se rapprochent le plus des proportions du cahier des charges sont afférents à la Compagnie du Midi, en 1872, et à la Compagnie de Paris-Lyon-Méditerranée, en 1881.

On peut constater au surplus que pour tous les anciens réseaux des grandes Compagnies, les variations de 1872 à 1881, pendant une période de 10 années, dans les valeurs relatives du prix de revient du péage et du prix de revient du transport dont la somme constitue le prix de revient total, sont peu importantes, sauf pour la Compagnie du Midi.

L'examen du tableau précédent accentue encore ce que nous avons déjà vu plus haut au sujet de la disproportion qui existe entre la part que le cahier des charges assigne au droit de péage dans la taxe totale par tonne et par kilomètre, et celle que la statistique fixe au péage (intérêt et amortissement) dans le prix de revient du transport d'une tonne à 1 kilomètre.

Sur le nouveau réseau, la statistique de l'exploitation fournit les résultats suivants :

NOUVEAU réseau et État	PRIX DE REVIENT DES TRANSPORTS.			
	ANNÉE 1872.		ANNÉE 1881.	
	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).	Péage (intérêt et amortissement).	Transport (exploitation).
	p. 100	p. 100	p. 100	p. 100
Nord.	56,7	43,3	48,8	51,2
Est.	54,2	45,8	49,5	50,5
Ouest.	56,6	43,4	48,9	51,1
Orléans.	63,6	36,4	60,0	40,0
P.-L.-M.	72,7	27,3	62,2	37,8
Midi.	58,9	41,1	52,3	47,7
État.	»	»	51,4	48,6

Les différences constatées pour le nouveau réseau, à 10 années d'intervalle, entre les valeurs relatives du pr

de revient du péage et le prix de revient de l'exploitation montrent que l'importance du péage a beaucoup diminué sur presque tous les nouveaux réseaux des grandes Compagnies, et que le rapport qui existe entre le prix de revient du péage et celui du transport tend à s'écarter de plus en plus des rapports fixés par le cahier des charges entre le droit de péage et le prix des transports de la petite vitesse.

Cette dernière conséquence se vérifie également si l'on considère l'ensemble des réseaux, ancien et nouveau, on trouve, en effet, que la fraction du prix de revient qui représente le péage est égale :

En 1879 à 48,4 p. 100.
1880 » 47,8 »
1881 » 47,6 »

C'est-à-dire qu'elle décroît et diffère de plus en plus de celle fixée par l'article 42 du cahier des charges. Il en résulte aussi que la valeur relative assignée dans le prix de revient des transports à la dépense d'exploitation suit une progression toujours croissante.

§ 13. — CONCLUSIONS.

Les principales conclusions qui peuvent être déduites de l'analyse qui vient d'être faite des résultats les plus importants de l'exploitation des réseaux de l'État et des grandes Compagnies sont les suivantes :

La période de 1872 à 1874 indique pour le prix de revient du transport d'une tonne à 1 kilomètre un accroissement continu, d'année en année (5^c,58, — 5^c,67, et 5^c,81); ce prix de revient se rapproche rapidement pendant cette période du tarif moyen perçu par tonne kilométrique (5^c,79, — 5^c,78; et 5^c,83).

Dans la période de 1879 à 1881, on constate l'inverse; la diminution du prix de revient est continue (5^c,72, —

5°,37, et 5°,27), et comme le tarif moyen perçu par tonne kilométrique est à peu près resté constant (5°,92, — 5°,93, et 5°,82), la différence positive entre le tarif moyen perçu et le prix de revient s'accentue d'année en année.

Les résultats de l'exploitation sont donc plus favorables dnns la période de 1879 à 1881 que dans celle de 1872 à 1874; la loi de décroissance, de diminution, constatée de 1872 à 1874 dans les résultats économiques de l'exploitajirn des réseaux des grandes Compagnies est remplacée de 1879 à 1881 par une loi d'augmentation, de progrès et d'amélioration très sensible.

La cause de ce progrès réside, d'une part, dans la remarquable augmentation du trafic des dernières années, et, d'autre part, dans les économies plus grandes, dans l'exploitation, faites par les Compagnies, économies qui ont notablement augmenté les produits nets des derniers exercices.

Paris, en octobre 1883.

N° 68

NOTE

SUR

UN PONT MOBILE DIT PONT OSCILLANT

CONSTRUIT A L'ÉCLUSE DES DAMES

(Canal du Nivernais.)

Par M. B. de MAS Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Une disposition très fréquente dans les canaux de navigation consiste à établir un pont fixe sur la tête aval d'une écluse en utilisant les murs de fuite comme culées.

Cette disposition, qui permet de réaliser une certaine économie dans la construction, est fâcheuse au point de vue de l'exploitation. Elle met un obstacle sérieux au halage des bateaux, des montants surtout, en obligeant à débiller, c'est-à-dire à suspendre la traction, précisément au moment où, pour vaincre les résistances qui s'opposent à l'introduction du bateau dans l'écluse, il faudrait que cette traction eût sa plus grande énergie.

Si pour supprimer cet obstacle, on veut ménager sous le pont fixe des banquettes de halage praticables aux chevaux, il faut tout d'abord en augmenter notablement l'ouverture, puis, suivant les cas, surhausser la chaussée dudit pont ainsi que les rampes d'accès, allonger les murs de fuite, etc..., toutes combinaisons qui diminuent

singulièrement l'économie cherchée, non sans compliquer les abords de l'écluse.

La substitution d'un pont-levis au pont fixe fait disparaître tous les inconvénients énumérés ci-dessus et par conséquent, constitue, à notre avis, une solution très recommandable.

Cependant, un autre type de pont mobile auquel nous avons donné le nom de *pont oscillant*, nous paraît encore préférable, surtout quand la chute de l'écluse est telle que le dessus du tablier étant au niveau du couronnement des bajoyers, le dessous soit encore supérieur au niveau du bief d'aval d'au moins la hauteur réglementaire de $3^{m},70$ (*).

Par décision ministérielle du 2 mai 1882, nous avons été autorisé à établir un pont oscillant en remplacement du pont fixe projeté sur la tête aval de l'écluse des Dames (canal du Nivernais). L'ouvrage est en service depuis la fin de février 1883; il fonctionne régulièrement et à la pleine satisfaction de la batellerie. La présente notice a pour objet d'en faire connaître avec détail les conditions d'établissement et de manœuvre (**).

Considérations sur le halage, principe du pont oscillant. — Lorsqu'on observe avec soin comment se pratique le halage, on voit que l'effort du cheval n'est pas continu: il s'exerce d'une manière intermittente sur la corde qui est alternativement tendue et lâche. Qu'un obstacle quelconque se présente qui menace d'arrêter cette corde, le charretier profite d'un moment où *elle a du mou*, comme l'on dit, pour la prendre à la main et la dégager, soit en l'élevant au-dessus de l'obstacle, soit en le lui faisant contourner. C'est ce que les mariniers des canaux du Nord appellent

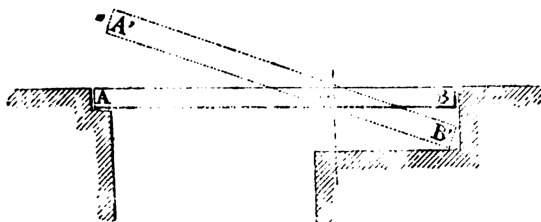
(*) Cette condition se trouvera presque toujours réalisée dans les nouveaux canaux où la tendance est d'augmenter le plus possible la chute des écluses. Sur le canal du Nord, la chute moyenne prévue est de 4 mètres.

(**) Nous limiterons cette description aux parties caractéristiques de l'ouvrage, c'est-à-dire au tablier et aux mécanismes, les dispositions des culées devant varier avec les sujétions de chaque cas particulier.

parer le trait. Si le tablier du pont établi sur la tête aval d'uneécluse p ouvait, en temps utile, présenter entre son extrémité du côté du halage et le bajoyer, la moindre solution de continuité, il est hors de doute que le charretier *parant le trait* au moment opportun y ferait passer la corde, sans qu'il y eût aucune interruption dans la traction.

Les dispositions du pont oscillant ont pour objet de réaliser à volonté cette solution de continuité.

Les contours bordés de hachures sur le croquis ci-contre, figurent la section transversale des culées de ce pont ; AB est un tablier métallique mobile autour d'un axe horizon-



tal O placé à quelques décimètres en arrière du parement de la culée (côté du contre-halage) et divisé par cet axe en deux parties inégales, la culasse OB et la volée OA, celle-ci à peu près double en longueur de celle-là. Quand le tablier est dans sa position normale, il s'appuie par son extrémité A sur la culée (côté du halage) tandis que l'extrémité B est soutenue au niveau du couronnement de l'autre culée par un système particulier de calage. Cette dernière culée présente d'ailleurs une chambre disposée de telle façon que le tablier peut, par un mouvement de bascule, venir en A′B′, la culasse s'abaissant et la volée s'élevant au-dessus du couronnement de la culée (côté du halage). La solution de continuité demandée est ainsi obtenue (voir Pl. 31, *fig.* 1 où elle est figurée à l'échelle); quand elle n'est plus né-

cessaire, une oscillation en sens contraire ramène le tablier à sa position normale AB.

Description détaillée du tablier. — Le tablier (*) (Pl. 31, *fig.* 1, 2, 3, 4, 5 et 6) a une longueur totale de $8^m,819$ entre les faces extérieures des tôles d'about, dont $5^m,848$ pour la volée et $2^m,971$ pour la culasse; sa largeur totale, de dehors en dehors, est de $3^m,10$, avec voie charretière de $2^m,50$.

Il se compose essentiellement de deux poutres de rive espacées de $2^m,80$ d'axe en axe, formées chacune d'une âme de $0^m,46$ de hauteur et de $0^m,008$ d'épaisseur et de quatre cours de cornières de $\frac{70, 70}{9}$. Sur les deux cornières supérieures est fixée une semelle de $0^m,30$ de largeur et de $0^m,010$ d'épaisseur renforcée en dessous, du côté de la voie charretière, par une cornière de $\frac{70, 70}{9}$ destinée à former bute-roues.

Les entretoises, espacées de $0^m,9747$ à la volée et de $0^m,917$ à la culasse, sont en fer I de $\frac{200, 130}{12}$. Les tôles d'about, renforcées de cornières à hauteurs convenables, forment entretoises extrêmes ; à la volée, l'assemblage de cette tôle avec les poutres de rive est consolidé par deux forts goussets inférieurs en tôle de $0^m,012$ destinés à servir de plaques d'appui. D'autre part, l'entretoise qui devrait se trouver à la séparation de la volée et de la culasse, a été remplacée par deux demi-entretoises espacées de $0^m,28$, entre lesquelles passe l'arbre horizontal dont il sera parlé plus bas.

Le garde-corps dont les montants sont espacés uniformément de $1^m,05$ d'axe en axe, comprend une lisse en demi-rond et une sous-lisse composée de deux fers mépl

(*) Sauf la longueur, ce tablier reproduit exactement celui du type de po levis métallique, en usage sur les canaux du Nord et du Pas-de-Calais.

de $\frac{30}{10}$ rivés l'un à l'autre. Les montants des garde-corps sont fixés sur l'âme des poutres de rive à l'exception des deux montants extrêmes du côté de la culasse qui, à la demande du mécanisme, ont dû l'être sur la semelle supérieure.

Le tablier est porté tout entier par un arbre horizontal en fer de $0^m,09$ de diamètre dont l'axe coïncide avec l'axe d'oscillation O. Le mode d'attache de cet arbre avec les poutres de rive et les dispositions des paliers qui en supportent les extrémités, sont représentés par les dessins avec assez de clarté pour ne nécessiter aucune explication particulière. Il en est de même de la disposition du double platelage formant le plancher de la voie charretière, des garde-grève et des plaques d'appui en fonte fixées sur les culées ainsi que des autres détails de construction qui se comprennent d'eux-mêmes.

Contrepoids. — Il importe pour le fonctionnement de l'ouvrage que la volée et la culasse puissent se faire rigoureusement équilibre; la culasse n'ayant guère en longueur que la moitié de la volée, un contrepoids est nécessaire; le calcul en est des plus faciles, nous croyons inutile de le reproduire ici. En réalité, deux contrepoids sont prévus (Pl. 32, *fig.* 2, 3, 4); le premier, de beaucoup le plus important, consiste en une plaque de fonte striée sur sa face supérieure, remplaçant le double platelage en bois entre l'extrémité de la culasse et l'axe de la 3e entretoise; le second, formant l'appoint, est placé sous le premier, entre la 1re et la 2e entretoise. Ce dernier est mobile, il peut glisser sur deux patins parallèles à l'axe du tablier et par conséquent se rapprocher ou s'éloigner de l'axe d'oscillation. On règle sa position au moyen d'une vis sans fin commandée, par l'intermédiaire de deux pignons coniques, par un arbre vertical dont l'extrémité taillée en carré, affleure le dessus du contrepoids fixe et peut recevoir une clef. Le

platelage en bois de la volée est hygrométrique; pour maintenir l'équilibre en tout temps, il faut faire varier le moment de la culasse suivant l'état de l'atmosphère; on y arrive d'une manière précise et commode au moyen du contrepoids mobile.

Calage. — Tout le mécanisme de calage est établi dans la chambre de la culée du côté du contre-halage (Pl. 32, *fig.* 1, 2, 3, 4).

Les verrous, au nombre de deux, sont commandés par un seul levier que l'on peut manœuvrer en se tenant sur le tablier du pont, vers la culasse. Ce levier et les manivelles qui actionnent les verrous par l'intermédiaire de bielles, sont calés sur un même arbre horizontal ainsi que deux contrepoids lenticulaires qui tendent à maintenir les verrous fermés (*). Des fosses sont ménagées dans la maçonnerie pour le jeu de ces contrepoids.

Chaque verrou se compose essentiellement d'une pièce de fer à section rectangulaire supportée et guidée par un bâti en fonte; la face inférieure est horizontale. la face supérieure présente un plan légèrement incliné. Quand le verrou est fermé, le plan incliné vient se coincer contre la face supérieure d'une échancrure ménagée au bas d'une forte nervure qui forme taquet sur toute la hauteur du longeron au droit de la 1re entretoise, c'est ce coincement qui produit le calage.

Quand le verrou est ouvert, il se dégage complètement de

(*) Ces contrepoids doivent avoir leur effet maximum quand les verrous sont ouverts, de manière à favoriser autant que possible la fermeture automatique dont il sera parlé plus loin. Quand les verrous sont fermés, l'action des mêmes contrepoids doit se trouver réduite au minimum possible, afin de ne pas rendre excessif l'effort que l'éclusier a à exercer sur le levier de manœuvre pour décaler le tablier. Leur position a été fixée de manière à satisfaire aussi bien que poss à cette double condition.

Chacun des deux contrepoids pèse 65k,500. Il s'est trouvé que l'effort à f pour décaler le tablier était excessif et que la fermeture automatique était t. brusque; on en a supprimé un et les deux inconvénients ont disparu, la manœuvre est devenue tout à fait satisfaisante.

la nervure et celle-ci peut se mouvoir, à la demande des oscillations du pont, dans une rainure pratiquée à cet effet dans le support en fonte du verrou. Enfin, ce dernier a à son extrémité un galet destiné à faciliter, le cas échéant, le frottement de cette extrémité contre la nervure-taquet.

Manœuvres. — Voici maintenant comment se fait la manœuvre.

Le pont est dans sa position normale, les verrous de calage sont fermés, le contrepoids mobile a été réglé de manière à laisser un léger excédent de poids du côté de la culasse. Pour ouvrir le pont, l'éclusier se tient sur le tablier vers la culasse, il ouvre les verrous, l'oscillation se produit aussitôt en vertu de l'excédent de poids dont il a été parlé plus haut et dont l'effet est doublé par la présence même de l'éclusier. Le levier peut être abandonné à lui-même, les verrous tendent à se fermer, mais il viennent buter par leur extrémité contre la partie supérieure des nervures-taquets.

Pour fermer, l'éclusier n'a qu'à se porter à l'extrémité de la volée; à raison de la différence des bras de levier, son poids compense et au delà le léger excédent laissé du côté de la culasse, l'oscillation en sens contraire se produit. Au moment où le tablier arrive à la position horizontale, les verrous se trouvent en face des échancrures ménagées dans les nervures-taquets ; par l'effet des contrepoids, ils sont lancés à travers ces échancrures avec une impulsion suffisante pour que le pont soit calé à fond (*).

La fermeture des verrous est donc automatique. Si par une cause quelconque, elle ne s'était pas produite, le tablier basculerait de nouveau du côté de la culasse aussitôt que l'éclusier aurait quitté le pont; cet agent serait donc immé-

(*) On remarquera sur les dessins que le galet terminal du verrou a sa génératrice supérieure un peu au-dessus de la partie basse du plan incliné formant la face supérieure dudit verrou. Cette disposition a précisément pour but de laisser prendre au verrou une impulsion suffisante.

diatement averti du fait, soit par le bruit, soit par l'aspect de l'ouvrage. C'est, croyons-nous d'ailleurs, une condition essentielle au point de vue de la sécurité, que le tablier ne puisse conserver sa position horizontale que s'il est bien calé, auquel cas piétons et voitures peuvent s'engager dessus, sans danger.

Prix de revient. — La décision ministérielle du 2 mai 1882 qui a approuvé le projet du pont oscillant de l'écluse des Dames a approuvé en même temps la soumission présentée le 28 mars précédent pour l'exécution de cet ouvrage par la compagnie de Fives-Lille. Le décompte définitif, en date du 2 mars 1883, s'élève à 6 430f,57 (*), suivant détail ci-après.

INDICATION DES OUVRAGES. (1)	QUANTITÉS. (2)	PRIX de l'unité. (3)	DÉPENSES par article. (4)	DÉPENSES par ouvrage. (5)	OBSERVATIONS. (6)
Gros fers pour poutres et cornières.	3 562k,150	0f,49	1 745f,45		(*) Non compris les [illegible] de-corps sur culées [illegible] l'importance et la [illegible] tion varient dans [illegible] cas particulier et [illegible] coût, dans l'espèce, [illegible] élevé à 678f,49, savoir : Menus fers. 510k à 1f,19 = [illegible] Fonte fine. 32k à 0f,62 = [illegible] Scellements. 26 à 1f,20 = [illegible] Peinture. 8m2,15 à 1f,00 = [illegible]
Menus fers pour garde-corps, lisses, boulons, etc.	1 289 310	1 19	1 534 28		
Fonte fine..	1 574 200	0 62	976 00		
Grosse fonte..	5 409 000	0 31	1 676 79		
Bronze.	3 950	5 00	19 75		
Scellements de moins de 0m,15 de profondeur. . .	48	1 20	57 60		
Charpente en chêne à vives arêtes..	0m3,935	160 00	149 60		
Platelage en bois blanc de 0m,05 d'épaisseur. . .	17m2,550	7 00	122 85		
Peinture à trois couches.	96 85	1 00	96 85		
Goudronnage à deux couches.	73 43	0 70	51 40	(*)6 430f,57	

On peut trouver que les prix unitaires sont élevés, mais cette élévation est justifiée, d'abord par l'éloignement des ateliers de Fives-Lille, ensuite par les frais exceptionnels d'étude et de modelage auxquels ont nécessairement donné lieu de nombreuses pièces de sujétion nouvelles, enfin par la minime importance de l'entreprise. Aussi, étant donné

tout l'intérêt que présentait l'intervention d'un établissement de construction de premier ordre dans un essai de cette nature, considérons-nous encore la soumission de la compagnie de Fives-Lille comme un acte de complaisance personnelle du directeur de cette compagnie.

Il est à penser que maintenant, si l'on avait un certain nombre d'ouvrages du même type à établir, en faisant appel par voie d'adjudication aux divers constructeurs de la région, on obtiendrait des prix moindres.

Quoi qu'il en soit, les prix unitaires relatés dans le tableau ci-dessus peuvent parfaitement servir à faire la comparaison entre le prix de revient d'un pont oscillant et celui d'un pont-levis. Comme terme de comparaison nous prendrons le type de pont-levis métallique adopté dans le service des voies navigables du Nord et du Pas-de-Calais, type très étudié, consacré par de nombreuses applications et fonctionnant d'une manière très satisfaisante. Le tableau ci-dessous donne le détail du prix de revient d'un pont-levis de ce type.

INDICATION des OUVRAGES. (1)	QUANTITÉS. (2)	PRIX de l'unité. (3)	DÉPENSES par article. (4)	DÉPENSES par ouvrage. (5)	OBSERVATIONS. (6)
ros fers pour poutres et cornières	5 701^k	0^f,49	2793^f,49		Toutes les quantités portées à la colonne (2) sont empruntées au décompte définitif du pont-levis d'Aire sur le canal de Neuf-fossé exécuté en 1877. Toutes les quantités afférentes aux garde-corps sur culées ont été retranchées. Les prix marquées d'un (*) sont ceux du pont-levis d'Aire.
enus fers pour garde-corps, etc.	1 039^k	1 19	1 236 41		
onte fine	308^k	0 62	190 96		
osse fonte	2 926^k	0 31	907 06		
onze	16^k	5 00	80 00		
omb pour contrepoids	1 000^k	(*) 0 90	900 00		
lements	16	1 20	19 20		
harpente en chêne à vives arêtes	0^{m3},80	160 00	108 00		
latelage en bois blanc de 0^m,05	16^{m2}	7 00	112 00		
inture à trois couches	225^{m2}	1 60	225 00		
oudronnage à deux couches	60^{m2}	0 70	42 00		
haînes de manœuvre	12^m	(*) 1 75	21 00		
ampons d'arrêt avec caoutchouc	2	»	(*) 125 00		
rrous automatiques	2	»	(*) 240 00	7 000^f,12	

Le pont oscillant semble donc présenter sur le pont-levis l'avantage de l'économie ; mais cet avantage n'est pas le seul.

Les montants, la flèche et les chaînes de manœuvre d'un pont-levis sont encombrants et masquent la vue ; deux choses à éviter sur un terre-plein d'écluse.

La rupture des chaînes qui rattachent la flèche au tablier peut entraîner des accidents fort graves. C'est là sans doute un fait très rare ; mais, ce qui est de tous les jours, c'est l'influence fâcheuse du vent sur les manœuvres et les avaries qui en résultent.

Enfin, même dans les conditions normales, la manœuvre du pont oscillant est bien plus facile que celle du pont-levis, l'expérience est faite aujourd'hui.

Ainsi que nous l'avons dit plus haut, le pont oscillant de l'écluse des Dames fonctionne depuis la fin du mois de février 1883, d'une manière très régulière et à la grande saisfaction de la batellerie ; nous croyons que ce type de pont sur écluses peut être appliqué avec avantage dans nombre de cas. Sur les voies navigables de premier ordre en construction ou en projet (canal de la Meuse à l'Escaut, canal du Nord...) on admet généralement que les manœuvres des portes d'écluse seront faites au moyen d'appareils hydrauliques. Il est aisé de concevoir que l'emploi de l'eau sous pression permettrait d'appliquer d'une manière excessivement simple et pratique le principe du pont oscillant.

En terminant, nous sommes heureux de rendre hommage au soin et au savoir avec lesquels M. Oudin, conducteur des Ponts et Chaussées, a étudié sous notre direction les détails du projet de cet ouvrage.

Auxerre, octobre 1885.

CHRONIQUE.

(Décembre 1883)

N° 69

SOUPAPE DOUBLE, AUTOMOBILE

APPLICABLE AUX ÉCLUSES ET AUX GRANDS RÉSERVOIRS

Par M. PAUL DECOEUR, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Exposé. — Pour ouvrir et fermer rapidement, sous de grandes charges d'eau, de larges orifices d'écoulement, on ne peut employer les types simples de clapet ou de vanne d'un usage habituel.

Supposons, par exemple, qu'il s'agisse de vider une écluse de 4 mètres de chute au moyen d'un aqueduc contournant les portes d'aval et ayant une section minimum de $0^{m2},7834$ correspondante à 1 mètre de diamètre à l'origine. — Si l'orifice de cet aqueduc, qui doit être placé au-dessous du niveau des eaux d'aval, était fermé par une soupape simple de 1 mètre de diamètre, la pression à vaincre pour démasquer l'orifice dépasserait 3 140 kilogrammes, ce qui exigerait un appareil de levage très puissant et dont la manœuvre à la main serait aussi longue et difficile que celle d'une vanne ordinaire.

On tourne la difficulté en employant maintenant dans les nouvelles écluses construites ou projetées dans quelques services de canaux ou rivières, une sorte de vanne cylindrique logée dans un vide des maçonneries de la chambre des portes, et constituée par un tube vertical reposant sur la tête horizontale de l'aqueduc et ayant son ouverture supérieure au-dessus du niveau des eaux d'amont.

Ce tube étant équilibré intérieurement par des contrepoids, et

n'étant soumis à aucune pression verticale, se manœuvre sans effort avec un cric ordinaire, dont la manivelle n'a à vaincre que les frottements dus à l'inégalité des pressions latérales pendant l'écoulement de l'eau.

Mais, pour de fortes chutes, cet appareil est lourd et encombrant, et, malgré les avantages qu'il présente sur les autres systèmes de vannes au point de vue de la rapidité des manœuvres et de la fermeture parfaite des orifices, son emploi ne paraît pas devoir se généraliser.

Nous donnons ci-joint le dessin d'une soupape de forme nouvelle que nous avons imaginée pour remplacer ces vannes cylindriques, et qui paraît susceptible de diverses applications.

Description. — Cette soupape se compose d'un cylindre creux C, renfermant un fond mobile F, soutenu sur la tête de l'aqueduc de vidange par le double anneau à nervures ANK.

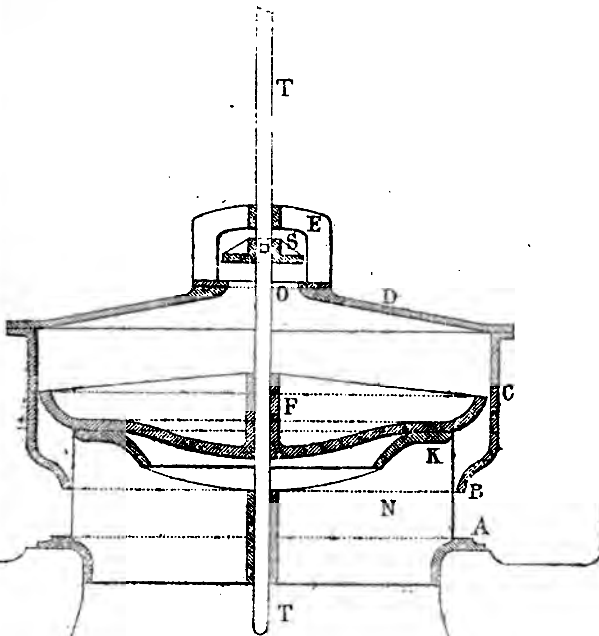
Le cylindre présente un rétrécissement à sa base en forme de cône tronqué avec courbes de raccord, facilitant le soulèvement de la soupape par la pression de l'eau. Il est surmonté d'un couvercle D, percé d'un orifice central O, sur lequel vient s'appliquer une petite soupape S, fixée par une goupille sur la tige de manœuvre T.

Cette tige verticale, qu'on pourrait prendre en fer creux pour lui donner plus de légèreté, se termine par une crémaillère actionnée par un levier ou par la manivelle d'un pignon à cinq ou six dents. Elle traverse la douille de la chapelle E, montée sur le couvercle, la douille du fond mobile F, et la douille de la pièce fixe ANK qui lui sert de guide dans le bas.

Le fond mobile, formant piston et chapeau intérieur sur la tête de l'aqueduc, a un diamètre presque égal au diamètre intérieur du cylindre, et les nervures qui soutiennent son siège K sont assez épaisses pour ne pas fléchir sous la charge d'eau considérable qu'elles sont appelées à supporter quand la petite soupape S est ouverte.

La rigidité du piston F est assurée par des nervures et par l'inclinaison du profil en dedans et en dehors des points d'appui. Sa position est bien fixée par la douille centrale dans laquelle s'engage la tige T. Il peut ainsi glisser sans frottement à l'intérieur du cylindre C, qui est guidé dans son mouvement vertical par la douille de la chapelle E et les arêtes verticales des nervures.

Fonctionnement. — Quand la soupape est au bas de sa c[illegible] l'orifice O étant fermé, si on désigne par H la hauteur des [illegible] extérieures au-dessus du plan d'eau d'aval et par h la hauteu[illegible]



A. Anneau placé sur la tête de l'aqueduc de vidange et relié par les nervures N à l'anneau K.
C. Cylindre à base rétrécie B s'appliquant sur l'anneau A.
D. Couvercle percé d'un petit orifice O.
E. Chapelle fixée sur le couvercle autour de l'orifice O.
F. Fond mobile supporté par la pièce fixe ANK.
S. Petite soupape fixée par une goupille sur la tige de manœuvre T.

cercle D au-dessus du niveau des eaux intérieures (en admettant qu'il y ait eu de l'air emprisonné sous le couvercle pendant une précédente manœuvre), la force qui applique la soupape sur son siège est égale à son poids P, augmenté de la différence des pressions verticales sur les deux faces du couvercle qui a pour mesure, en tonnes de 1 000 kilogrammes, $\pi R^2 (H - h)$, et diminuée de la pression de bas en haut sur la surface conique inférieure qui a pour mesure $\pi (R^2 - r^2) H$, R et r, représentant les rayons du cylindre C et du petit cercle de base B.

Comme la hauteur h doit être généralement très petite par rapport à H, on voit que la pression résultante diffère peu de $\pi r^2 H$.

Il suffit alors d'exercer sur la tige T de rayon ρ un effort de traction égal à son poids p, augmenté de la pression hydrostatique $\pi (r'^2 - \rho^2) (H - h)$, pour lever la petite soupape S de rayon r'; et comme l'eau extérieure entrant librement par l'orifice O ne peut passer que difficilement autour du piston F pour s'écouler dans l'aqueduc, l'égalité de pression tend à s'établir sur les deux faces du couvercle D, la charge étant reportée sur les nervures de l'anneau A.

La soupape se soulève donc immédiatement si son poids est inférieur à la réaction verticale $\pi (R^2 - r^2) H$ diminuée de la pression dynamique autour de l'orifice O et de la différence de pression sur les deux faces de couvercle qui a pour mesure $\pi R^2 \zeta$, en désignant par ζ la perte de charge due aux fuites d'eau autour du piston.

Il suffit que la soupape se soulève d'une hauteur égale au quart de son diamètre de base pour engendrer une section d'écoulement égale à celle de la tête de l'aqueduc.

Supposons qu'elle ait une ouverture de 1 mètre à la base et un diamètre de $1^m,20$ sur $0^m,30$ de hauteur dans la partie cylindrique. Son poids, sans compter la tige de manœuvre, ne dépasserait guère 300 kilogrammes pour une épaisseur de fonte d'environ $0^m,015$ tandis que la réaction hydraulique définie ci-dessus atteindrait 1 380 kilogrammes, dans le cas d'une chute $H = 4$ mètres, si les fuites d'eau autour du piston étaient négligeables par rapport au débit de l'orifice O.

Or, en admettant un jeu de 1 millimètre autour du pist $1^m,198$ de diamètre, on aurait, pour ces pertes d'eau à la ci férence, sous la pression intérieure $H - h - \zeta$, une section d' lement de $0^{m2},0037$, et en donnant $0^m,20$ de diamètre à l'orifi et $0^m,04$ à la tige T, on aurait pour l'écoulement de l'eau par

orifice sous la différence de pression ζ, une section d'environ $0^{m^2},0300$. La valeur de la perte de charge ζ serait donc déterminée par la relation :

$$\frac{\zeta}{H-h-\zeta} = \left(\frac{0,0037}{0,0300}\right)^2 = 0,015$$

et la force de réaction disponible pour le soulèvement de la soupape ne serait réduite que d'une fraction peu différente de $0,015 \frac{R^2}{R^2-r^2} = \frac{1}{20}$

On disposerait ainsi d'une force de $1\,380^k - 69^k = 1\,311$ kilogrammes, plus que suffisante pour déterminer l'ascension spontanée de la soupape.

Quant à la pression à vaincre pour détacher la petite soupape S de l'orifice O, elle serait seulement de 160 kilogrammes pour une charge d'eau de 4 mètres sur une surface annulaire de $0^{m^2},04$, en admettant un recouvrement extérieur de $0^m,01$ sur les bords de l'orifice.

On voit que, sans même équilibrer le poids de la tige T, on pourra très aisément la manœuvrer avec un cric ordinaire, qui servira à accélérer la montée et à retarder à volonté la descente de la soupape.

Frein hydraulique. — Grâce au frein hydraulique, constitué par le volume variable OF au-dessus du piston, on n'a à craindre aucun choc pendant la manœuvre. Car, si la succion produite dans l'espace annulaire KB, compris entre le piston et le tronc de cône, augmente d'abord la force ascensionnelle pendant que l'écoulement a lieu dans l'aqueduc par la section annulaire AB, démasquée par la soupape, le mouvement d'ascension est retardé à la fois par les pressions dynamiques sur le couvercle, par la dépression produite au-dessous en raison de l'insuffisance de débouché de l'orifice O, et par les frottements dus à la pression latérale sur le cylindre du côté de l'arrivée de l'eau.

La soupape s'arrête d'ailleurs quand la partie conique vient toucher le piston, et elle se maintient à ce maximum de hauteur jusqu'à ce que, par suite de la succion due à la diminution de la vitesse d'écoulement, elle soit sollicitée à redescendre sous l'action prédominante de son poids, mais avec le retard causé par la difficulté de l'évacuation de l'eau au-dessus du piston.

Nous ferons remarquer que la vitesse d'écoulement, qui est au plus égale à $\sqrt{2gH}$ décroît moins vite que la différence de

niveau H, et ne s'annule pas nécessairement en même temps qu'elle, l'écoulement devant continuer jusqu'à l'épuisement de la force vive de l'eau en mouvement. Il peut donc se faire que la soupape abandonnée à elle-même, ne retombe sur son siège qu'après que la différence de niveau est devenue négative. Il n'y a à cela aucun inconvénient, puisqu'une différence de niveau négative facilite l'ouverture des portes de l'écluse, et qu'en cas de retour d'eau dans l'aqueduc de vidange la soupape se soulève au besoin sous l'action de la pression transmise par le fond mobile F.

Durée des manœuvres. — La durée d'une manœuvre de vidange se calcule approximativement en divisant le volume de l'écluse par la section de l'orifice d'entrée de l'aqueduc et par la vitesse moyenne d'écoulement qui est à peu près égale à $\frac{1}{2}\sqrt{2gH}$, si l'aqueduc n'a que peu de longueur et une large embouchure dans le bief d'aval. Avec deux appareils symétriquement placés par rapport à l'axe de l'écluse, les soupapes ayant les dimensions précédemment indiquées, et l'aqueduc étant convenablement évasé à la suite de l'orifice d'entrée, il ne faudrait pas beaucoup plus de deux minutes pour vider une écluse de 4 mètres de chute et d'environ 1 000 mètres cubes de capacité.

En employant pour le remplissage de l'écluse deux autres soupapes de même grandeur placées dans les murs de la chambre des portes d'amont à une profondeur suffisante pour être constamment couvertes par les eaux du bief supérieur, la durée de cette seconde opération serait la même, parce que les deux aqueducs de remplissage, débouchant dans l'écluse par plusieurs orifices noyés par les eaux d'aval, seraient toujours remplis d'eau et syphonneraient dès le début de l'opération, le courant d'eau ayant d'ailleurs une force suffisante pour entraîner l'air qui pour une cause quelconque se serait introduit sous la soupape.

Prix et détails de construction. — Nous n'estimons pas à plus de 1 000 francs le prix de chaque soupape du diamètre de $1^m,20$ mise en place, soit un peu plus de la moitié du prix de revient moyen d'une vanne cylindrique de même diamètre pour une écluse de 4 mètres de chute.

Pour de plus grandes chutes, l'économie serait plus c dérable.

Dans tous les cas, grâce au frein hydraulique supprimai chocs, notre soupape entièrement en fonte sera d'une gr solidité. Elle sera facile à transporter, à installer et à visite

besoin, la tige de manœuvre n'étant introduite qu'en dernier lieu, et le siège de la soupape reposant librement sur la tête de l'aqueduc, où il sera suffisamment appliqué pendant l'ascension du cylindre par la pression de l'eau sur le chapeau intérieur. Les cercles de contact A et B, dressés au tour, assureront d'ailleurs la fermeture parfaite de l'aqueduc sans l'emploi d'anneaux élastiques destructibles, en sorte qu'il n'y aura à prévoir aucune dépense d'entretien ordinaire.

Applications diverses. — Avant de livrer cette note à la publicité des *Annales*, nous avons expérimenté dans une caisse à eau un petit modèle de ce système de soupape, qui, quoique de construction très imparfaite, a fonctionné conformément à nos prévisions, et nous l'avons déposé à l'École des Ponts et Chaussées pour marquer la date de notre invention.

Si l'Administration autorise l'essai de cette soupape à la place des vannes cylindriques projetées dans les nouvelles écluses à construire sur les canaux, nous pensons qu'on pourra rétrécir, comme l'indique notre dessin, l'ouverture d'entrée des aqueducs de remplissage et de vidange, sans augmenter la largeur de la chambre des tubes, ni la durée des manœuvres d'eau, l'écoulement se faisant plus facilement autour de la soupape et dans l'orifice annulaire bien évasé qu'elle démasque quand elle est entièrement levée, et n'étant pas gêné par la présence de l'air qui, dans le système des tubes ouverts, retarde nécessairement le syphonnement des branches verticales des aqueducs d'amont.

Nous proposons d'essayer aussi cette soupape pour remplacer les vannes tournantes, employées dans les grandes écluses de rivières à niveau variable, en lui donnant des dimensions doubles de celles indiquées dans notre dessin à l'échelle de $\frac{1}{20}$, et en faisant arriver l'eau dans le bas de la chambre par deux ouvertures symétriques, pour équilibrer les pressions latérales sur le cylindre et diminuer la pression vive sur le couvercle.

Il est facile de voir que cette soupape peut en outre être appliquée comme soupape automobile pour maintenir un niveau constant dans les réservoirs.

Il suffit pour cela de placer sur la tige de manœuvre un flotteur ou tout autre appareil obéissant au mouvement de la surface de l'eau.La grande soupape, fonctionnant comme bonde de fond, suit alors tous les mouvements de la petite soupape S, et ouvre l'aqueduc de vidange proportionnellement à l'élévation du niveau des eaux.

L'emploi de cet appareil automatique permettrait donc de suppléer à l'insuffisance des déversoirs dans les grands barrages de retenue.

Avec un très large aqueduc de vidange, dont l'ouverture et la fermeture se feraient ainsi spontanément, d'une manière à la fois simple et sûre, et dans lequel les eaux, s'écoulant avec une grande vitesse, seraient conduites assez loin du pied du barrage, on pourrait diminuer beaucoup les dangers résultant de l'écoulement du trop plein au-dessus du déversoir, et éviter, dans une crue extraordinaire, la submersion totale des digues et la destruction du barrage par les affouillements dus à la chute d'eau.

3 décembre 1883.

M. Fargue, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, nous prie d'insérer la note suivante :

« La courbe de raccordement dont M. Tourtay a exprimé les coordonnées par les équations (1) et (2) de sa note insérée aux *Annales*, octobre 1883, p. 390, est précisément celle que j'ai étudiée sous le nom de *Spirale-Volute*, et dont j'ai donné les équations à peu près sous la même forme, dans ma première étude sur la Garonne, 1868, 1er semestre, p. 60.

« L'équation générale que M. Tourtay a donnée, p. 408 de sa note, est celle que j'ai donnée p. 53 de mon Mémoire.

« Il y a là un rapprochement qui peut intéresser les lecteurs des *Annales* et que je crois utile de leur signaler. »

M. Tourtay a reconnu l'identité signalée par M. Fargue entre les résultats obtenus par les deux auteurs.

TABLES

DES MEMOIRES ET DOCUMENTS

PUBLIÉS

DURANT LE 2e SEMESTRE DE 1883.

PREMIÈRE TABLE.

RÉCAPITULATION DES ARTICLES PAR ORDRE D'INSERTION.

NUMÉROS des articles.	RAPPEL des cahiers.	INDICATION DES ARTICLES.	NUMÉROS des pages.	NUMÉROS des planches.
37	7	Note concernant le type d'écluse adopté pour le canal de l'Escaut à la Meuse; par M. Quinette de Rochemont, ing. en chef des p. et ch.	5	22
38	7	Notice sur la construction des ponts en Perse; par M Dieulafoy, ing. des p. et ch	23	18 à 21
39	7	Note sur le raccordement parabolique; par M. Susini, conducteur des p. et ch.	49	
40	7	Note sur un procédé de calcul du mouvement des terres dit « procédé Bruckner »; par M. Paul Lévy, ancien élève externe de l'École des p. et ch.	54	
41	7	Note sur un nouvel appareil pour manœuvre et calage des aiguilles de changement de voie par un seul levier (Système Dujour)	63	
42	7	Bulletin des accidents arrivés dans l'emploi des appareils à vapeur en 1881	68	
43	7	Tableau des résultats comparatifs de l'exploitation des chemins de fer français d'intérêt local (années 1882 et 1881).	76bis	
		Chronique (juillet) :		
44	7	Note sur la durée des traverses non imprégnées et sur l'usure des rails en fer de la compagnie du Nord-Ouest-Autrichien; par M. Baum, ing. des p. et ch.	77	
45	7	Note sur la concurrence entre la navigation fluviale et les chemins de fer en Allemagne; par M. Baum, ing. des p. et ch.	79	

DEUXIÈME TABLE.

ANALYSE DES MATIÈRES PAR ORDRE ALPHABÉTIQUE.

4850 — Paris. Imprimerie A. L. GUILLOT, 7, rue des Canettes.

ADDITIONS ET ERRATA

au Mémoire de M. GOBIN, Ingénieur en chef

UR LA STABILITÉ DES MURS DE SOUTÈNEMENT ET SUR LA POUSSÉE DES TERRES

publié dans le cahier d'août 1883, p. 98.

Page 147. Dans la formule qui suit celle marquée (4 *bis*) *introduire* le facteur t dans le terme $\frac{\overline{OB}^2}{2}$.

Page 201. 3e ligne en remontant, *au lieu de :* soit $2^k,430$, *lire :* $2^k,330$.

Page 227. Compléter le dernier alinéa, 4e ligne en remontant, par ce qui suit :

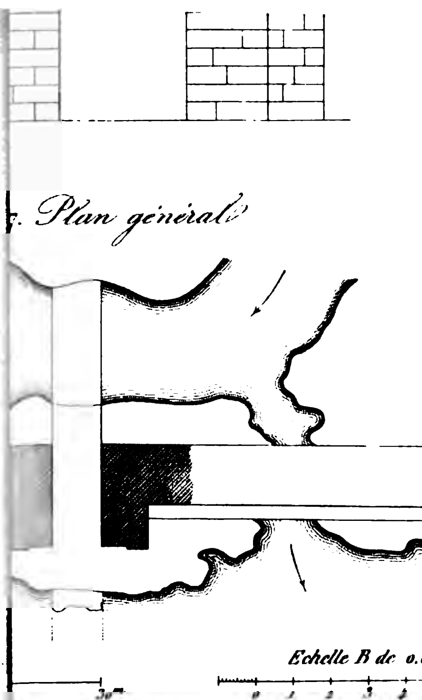
... si la surface supérieure est horizontale.

Comme on doit admettre que les grains de sable s'appuient les uns sur les autres suivant une foule d'inclinaisons, depuis la verticale jusqu'à celle du talus naturel que nous avons seule considérée jusqu'ici, on est conduit à dire que, si la surface supérieure n'est pas horizontale, la pression sur un point de la base d'appui est proportionnelle au volume d'un cône circulaire droit ayant ce point pour sommet et, pour base, la surface interceptée à la partie supérieure du massif par des génératrices faisant avec l'horizon l'angle du talus naturel.

Un tas de sable de section triangulaire exerce donc sur sa base une pression qui sera nulle sur les bords, et maximum au milieu.

ERRATA dans le numérotage des Mémoires des cahiers d'août et de septembre 1883.

Page 238. Au lieu de : no 47, *lisez :* no 51.
Page 242. Au lieu de : no 48, *lisez :* no 52.
Page 245. Au lieu de : no 49, *lisez :* no 53.
Page 314. Au lieu de : no 50. *lisez :* no 54.
Page 347. Au lieu de : no 51, *lisez :* no 55.



Gravé par E. Pérot





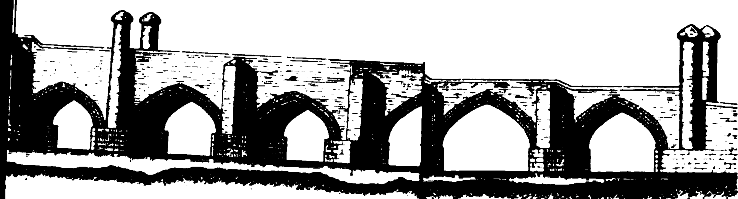


Echelle A de 0^{m}002 pour 1 m

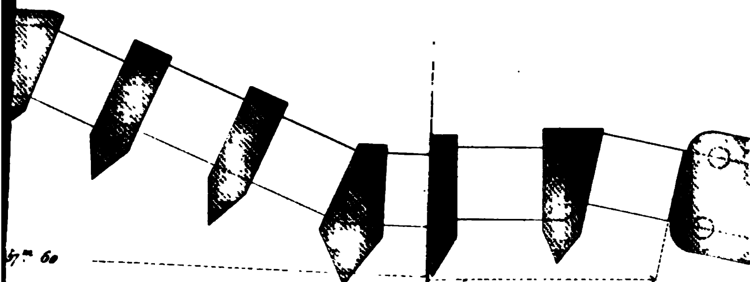
Gravé par E. Pérot



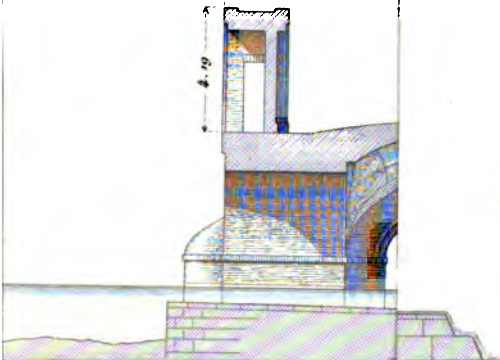
...t Tauris
...élévation



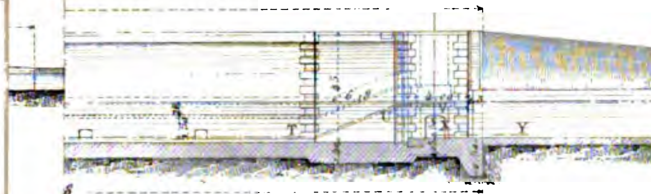
...g. 4. Plan



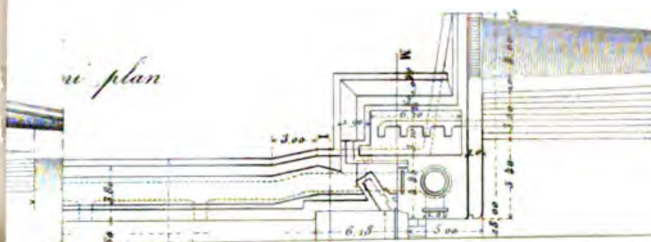
Gravé par E. Pérot


Verdi Khan
B Fig. 3. C
4.19

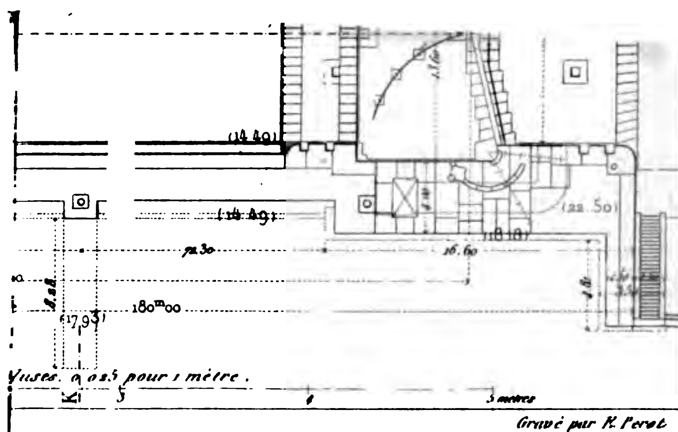
longitudinale



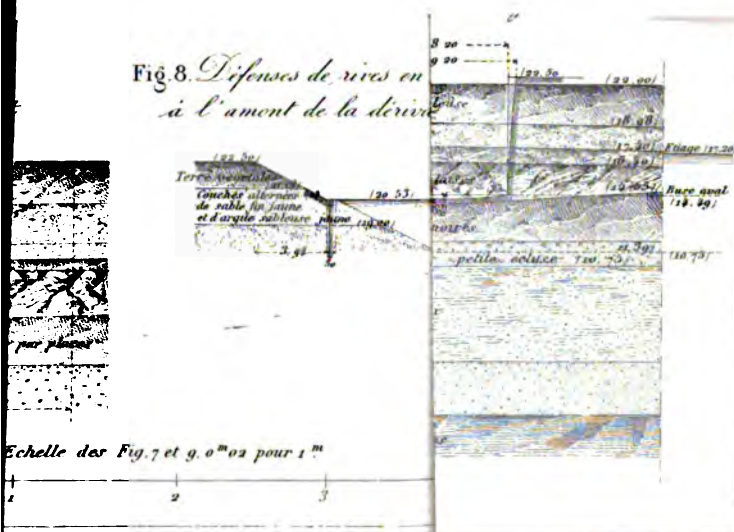
ni plan





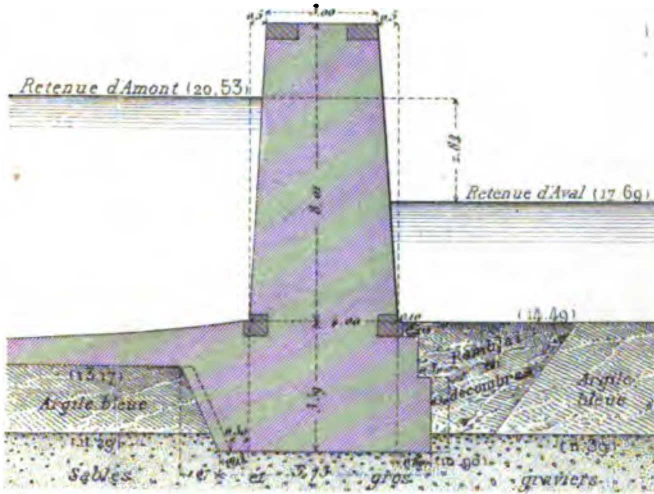

(14.40)
(14.49)
(18.18)
(22.50)
72.30
16.60
180m00
(17.93)
K
Vuses. 0,025 pour 1 mètre.
5 mètres
Gravé par K. Perot





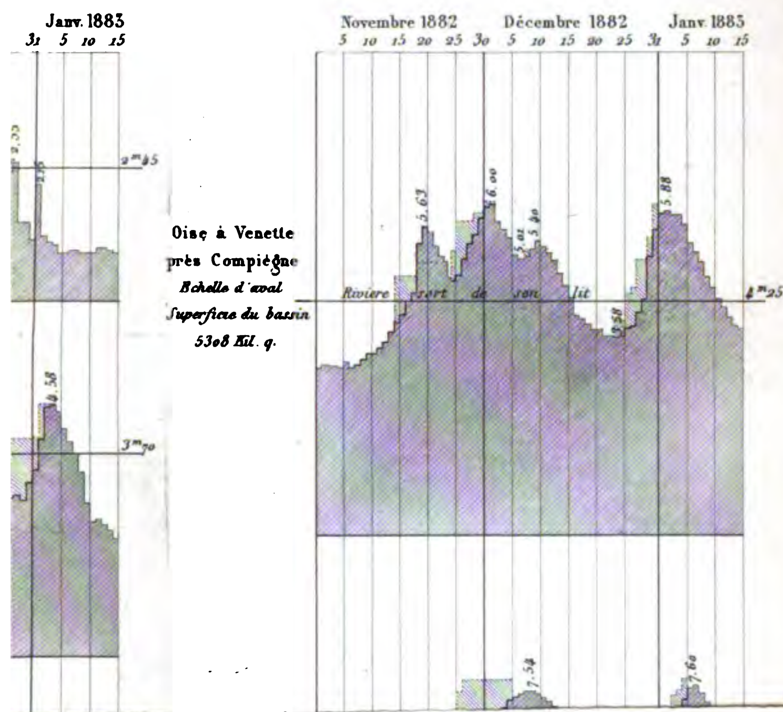
Gravé par E. Pérot

Fig. 13. *Coupe en travers du bajoyer commun*

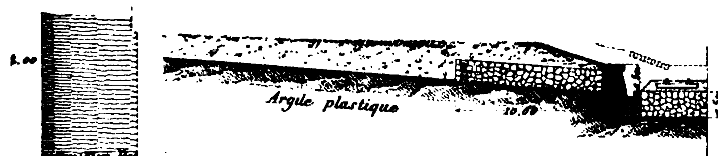


Épure

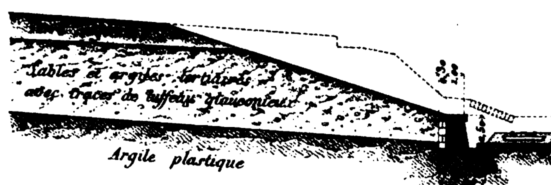
Fig. 14. *Coupe en travers du bajoyer de terre.*

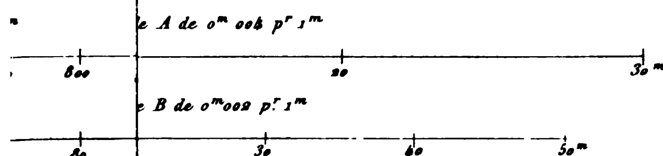


...ssin de la Seine
Janv. 1883
31 5 10 15
2m45
3m70
4.58
Oise à Venette
près Compiègne
Echelle d'aval
Superficie du bassin
5308 Kil. q.
Novembre 1882
Décembre 1882
Janv. 1883
5 10 15 20 25 30 5 10 15 20 25 31 5 10 15
5.63
6.00
5.01
5.90
5.88
3.58
Rivière sort de son lit
4m25
7.54
7.60

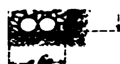


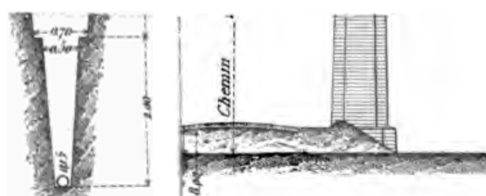
B Fig. 7. *Coupe entre deux éperons*



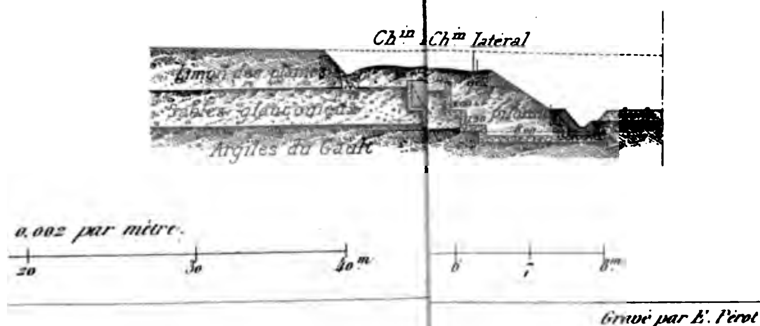


Gravé par R. Pérot





B Fig. 9. *Coupe transversale ... entre deux éperons.*



Gravé par E. Pérot

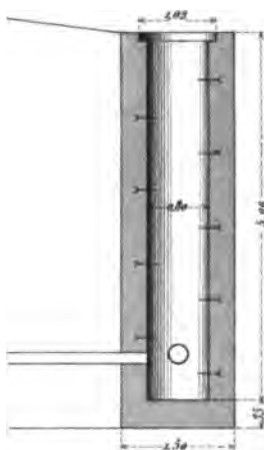
a station du Nouvion.

Hirson

R. 500.00

B Fig. 3.

Détail d'un puits de visite



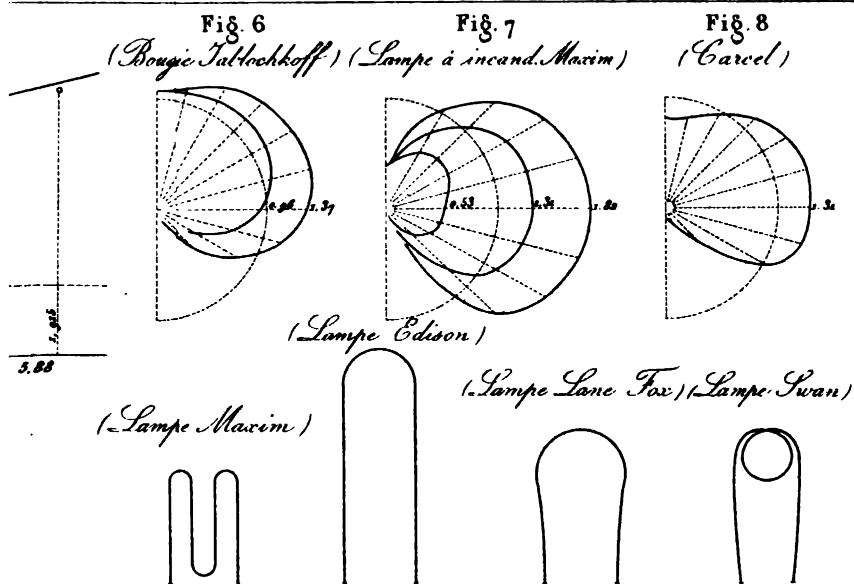


Fig. 9. Forme des charbons des quatre lampes à incandescence

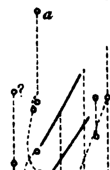


Fig. 20

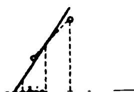
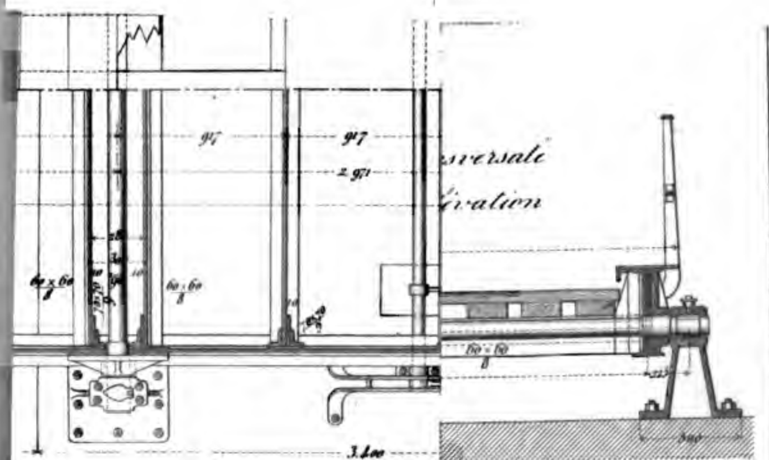


Fig. 19.



...helle de 0m 025 pour 1 mètre

2 3

Gravé par E. Pérot

